



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA
DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL DISTRITO
FEDERAL. EL CASO ESPECÍFICO DEL SISMO DEL
19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

EBER ALBERTO GODÍNEZ DOMÍNGUEZ

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ARTURO TENA COLUNGA**

MÉXICO, D. F.

MAYO DE 2005

AGRADECIMIENTOS

La presente tesis es producto de la asesoría de especialistas en la materia, a quienes expreso mi agradecimiento por su apoyo, colaboración y profesionalismo, en especial a:

Dr. Arturo Tena Colunga

Por la dirección, asesoría y toda la enseñanza brindada

Dr. Luis Eduardo Pérez Rocha

Dr. Alonso Gómez Bernal

Por la revisión crítica y objetiva

Agradezco de la misma manera al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (**CONACYT**) por el apoyo económico para financiar mis estudios de posgrado, a los profesores del Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana (**UAM**) por su apoyo y contribución a mi formación, en especial a la **Dra. Consuelo Gómez Soberón** por su paciencia y enseñanzas.

EL AUTOR

CONTENIDO

Introducción, objetivos y metas	1
Capítulo 1. El sismo del 19 de septiembre de 1985.	
Antecedentes y daño observado	5
1.1. Generalidades	5
1.1.1. Sismos de subducción en México	5
1.1.2. Origen del sismo del 19 de septiembre de 1985	5
1.1.3. Características del sismo del 19 de septiembre de 1985	7
1.1.3.1. Epicentro	8
1.1.3.2. Intensidades	8
1.1.4. Características del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el Distrito Federal	9
1.1.4.1. Intensidades	9
1.1.4.2. Mapa de intensidades	10
1.1.4.3. Movimiento del suelo	12
1.1.5. Réplicas	14
1.2. Red acelerográfica	16
1.2.1. Registros cercanos	16
1.2.2. Registros en la ciudad de México	16
1.3. Cuantificación de los daños en la ciudad de México	18
1.3.1. Tipos de estructuras existentes	19
1.3.2. Tipos de daños más comunes y posibles causas de ellos	21
1.3.3. Estadísticas de los daños	25
1.3.3.1. Número de niveles	28
1.3.3.2. Uso de los edificios	29
1.3.3.3. Sistema constructivo	30
1.3.3.4. Año de construcción	30
Capítulo 2. Metodologías propuestas para la evaluación sísmica simplificada de estructuras	35
2.1. Métodos de evaluación sísmica que no requieren de la ocurrencia de un evento sísmico para su aplicación	35
2.1.1. Método simplificado japonés de evaluación	35
2.1.1.1. Evaluación nivel 1	35
2.1.1.2. Evaluación nivel 2	36
2.1.1.3. Evaluación nivel 3 (evaluación detallada)	36
2.1.2. Método simplificado propuesto para la evaluación de construcciones de adobe	37
2.1.3. Métodos simplificados con base en espectros inelásticos	39
2.1.3.1. Método propuesto por Tena	39
2.1.3.2. Método propuesto por Blondet y Loaiza	43
2.1.3.3. Método propuesto por Bernal, Juárez e Iglesias	44
2.1.4. Métodos basados en criterios de diseño por desempeño.	50
2.1.4.1. Metodología propuesta en FEMA 356	50
2.2. Métodos de evaluación sísmica que requieren de la ocurrencia de un evento sísmico para su aplicación	56

2.2.1. Metodología propuesta en el manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones	56
2.2.1.1. Evaluación rápida	56
2.2.1.2. Evaluación detallada	57
Capítulo 3. Metodologías propuestas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes en zonas específicas	63
3.1. Metodologías donde el aspecto de mayor relevancia consta de la definición geográfica detallada del peligro sísmico en una localidad determinada	63
3.1.1. Método propuesto por Ordaz y colaboradores	63
3.2. Metodologías donde el aspecto de mayor relevancia es el método de evaluación sísmica para definir la vulnerabilidad, sin contar con un inventario preciso de estructuras	66
3.2.1. Método propuesto por Miranda y Vera	66
3.2.1.1. Primera técnica de evaluación	66
3.2.1.2. Segunda técnica de evaluación	68
3.2.2. Metodología propuesta por Brzev y colaboradores	69
3.2.3. Metodología propuesta por Nateghi	71
3.3. Metodologías donde los aspectos de mayor relevancia constan de la definición detallada del inventario de estructuras de una localidad y el método de evaluación empleado	73
3.3.1. Método propuesto por Arellano, Juárez y Gómez	73
3.3.2. Metodología propuesta por Alcocer y colaboradores	77
3.3.3. Metodología propuesta por Chávez y colaboradores	80
3.3.4. Metodología propuesta por Álvarez y Gómez	82
Capítulo 4. Metodología propuesta para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras en el Distrito Federal	87
4.1. Descripción de la metodología propuesta para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras en el Distrito Federal	87
4.2. Evolución de los reglamentos de construcción en el Distrito Federal	90
4.2.1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1942	91
4.2.2. Normas de Emergencia de 1957	91
4.2.3. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966	93
4.2.4. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976	94
4.2.5. Evolución de los Espectros de diseño elásticos para estructuras del grupo B	95
Capítulo 5. Movimientos del terreno durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, registrados y artificiales obtenidos a partir de los datos de la red de movimientos fuertes del valle de México	101
5.1. Movimientos del terreno	101
5.2. Determinación de espectros de Amplitudes de Fourier (EAF) para terreno firme	101
5.3. Interpolación espacial de las amplificaciones dinámicas del terreno	104
5.4. Funciones de transferencia empírica	105
5.5. Obtención de los acelerogramas sintéticos	106

5.6. Calibración del método para el escalamiento de la fuente sísmica	114
---	-----

Capítulo 6. Metodología utilizada para estudiar la vulnerabilidad sísmica de estructuras del Distrito Federal ante el sismo del 19 de septiembre de 1985	139
---	------------

6.1. Determinación aproximada de periodos de vibración en estructuras de concreto reforzado	139
6.2. Determinación de resistencias laterales con base en reglamentación para el cálculo de espectros de demanda	140
6.3. Cálculo de los espectros de demanda de ductilidad	142
6.3.1. Modelo de histéresis propuesto por Takeda	143
6.4. Construcción de los mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento	147
6.4.1. Interpolación espacial de datos geofísicos	147
6.4.2. Modelo Bayesiano de interpolación espacial	148
6.4.3. Valor de intensidad a-priori. Modelo unidimensional	151

Capítulo 7. Estudio de la vulnerabilidad sísmica de estructuras del Distrito Federal ante el sismo del 19 de septiembre de 1985	157
--	------------

7.1. Mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento	157
7.1.1. Observaciones a los mapas de contornos calculados con base en el Reglamento de Construcciones de 1942.	158
7.1.2. Observaciones a los mapas de contornos calculados con base en el Reglamento de Construcciones de 1957.	160
7.1.3. Observaciones a los mapas de contornos calculados con base en el Reglamento de Construcciones de 1966.	162
7.1.4. Observaciones a los mapas de contornos calculados con base en el Reglamento de Construcciones de 1976	163
7.1.5. Observaciones respecto a la evolución de los Reglamentos de Construcción	167

Conclusiones	235
-------------------------------	------------

Apéndice A	241
-----------------------------	------------

Referencias	245
------------------------------	------------

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Intensidades en zonas cercanas a la zona epicentral, según la escala de Mercalli modificada _____	8
Tabla 1.2. Zonificación sísmica acorde a la intensidad sísmica _____	12
Tabla 1.3. Coeficientes sísmicos propuestos para cada zona _____	12
Tabla 1.4. Estaciones acelerométricas que registraron el movimiento del 19 de septiembre de 1985 _____	18
Tabla 1.5. Número de niveles típico para cada tipo de estructura _____	21
Tabla 1.6. Resumen de daños en función del número de niveles _____	29
Tabla 1.7. Resumen de daños en función del uso de las estructuras _____	29
Tabla 1.8. Resumen de daños en función del sistema estructural empleado _____	30
Tabla 1.9. Resumen de daños acorde al año de construcción y al número de niveles de las estructuras _____	31
Tabla 1.10. Resumen de daños acorde a la característica principal que indujo la falla _____	31
Tabla 2.1. Matriz de desempeño _____	50
Tabla 3.1. Clases de vulnerabilidad _____	74
Tabla 3.2. Relación entre intensidad, daño y aceleración máxima esperada _____	76
Tabla 3.3. Porcentajes de las construcciones para todas las combinaciones en cuanto a sistema de piso y material que conforman los muros _____	79
Tabla 4.1. Coeficientes sísmicos estipulados en el RCDF-1942 _____	91
Tabla 4.2. Tipos de estructuras consideradas en el RCDF-1957 _____	92
Tabla 4.3. Clasificación por estructuración considerada en el RCDF-1957 _____	92
Tabla 4.4. Coeficientes sísmicos estipulados en el RCDF-1957 _____	92
Tabla 4.5. Clasificación de edificios por su destino según el RCDF-1966 _____	93
Tabla 4.6. Clasificación de edificios acorde a su estructuración según el RCDF-1966 _____	94
Tabla 4.7. Coeficientes sísmicos especificados en RCDF-1966 para estructuras del grupo B _____	94
Tabla 4.8. Coeficientes sísmicos especificados en RCDF-1966 para estructuras del grupo A _____	94

Tabla 4.9. Coeficientes sísmicos especificados en RCDF-1976 para estructuras del grupo B _____	95
Tabla 4.10. Factores de ductilidad especificados en RCDF-176 para estructuras de concreto _____	95
Tabla 5.1. Sismos estudiados para el cálculo de las funciones de transferencia empíricas _____	105
Tabla 5.2. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos en zona de lago _____	126
Tabla 5.3. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos en zona de transición _____	127
Tabla 5.4. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos en zona de lomas _____	128
Tabla 5.5. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 _____	128
Tabla 6.1. Relaciones entre periodo fundamental de vibración y un número de niveles _____	139
Tabla 6.2. Periodos fundamentales de vibración para sistemas con base en marcos de concreto _____	140
Tabla 6.3. Resistencias para sistemas con base en marcos de concreto, zona I _____	140
Tabla 6.4. Resistencias para sistemas con base en marcos de concreto, zona II _____	140
Tabla 6.5. Resistencias para sistemas con base en marcos de concreto, zona III _____	141
Tabla 6.6. Factores de comportamiento sísmico _____	141
Tabla 6.7. Coeficientes sísmicos reducidos por Q' para zona I _____	141
Tabla 6.8. Coeficientes sísmicos reducidos por Q' para zona II _____	141
Tabla 6.9. Coeficientes sísmicos reducidos por Q' para zona III _____	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Mecanismo de subducción _____	5
Figura 1.2. Velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto a la placa de Norteamérica _____	6
Figura 1.3. Brecha de Michoacán _____	6
Figura 1.4. Zonas de quietud sísmica _____	7
Figura 1.5. Mapa de intensidades registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 _____	10
Figura 1.6. Mapa de intensidades _____	11
Figura 1.7. Aceleraciones producidas por sismos de subducción en la Ciudad Universitaria _____	13
Figura 1.8. Espectros de amplitudes de Fourier (EAF) de los acelerogramas ilustrados en la figura 1.7 _____	13
Figura 1.9. Zonas de réplicas _____	14
Figura 1.10. Comportamiento de las réplicas _____	15
Figura 1.11. Estaciones acelerográficas que registraron el terremoto del 19 de septiembre de 1985 _____	16
Figura 1.12. Componentes horizontales, Este-Oeste, de los acelerogramas del terremoto del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México _____	17
Figura 1.13. Sectorización oficial _____	19
Figura 1.14. Tipos de estructuras _____	21
Figura 1.15. Falla en trabes por cortante _____	22
Figura 1.16. Falla en trabes por compresión _____	22
Figura 1.17. Fallas en losas aligeradas _____	23
Figura 1.18. Fallas en columnas _____	23
Figura 1.19. Fallas en columnas por escaso confinamiento lateral _____	24
Figura 1.20. Fallas en muros _____	24
Figura 1.21. Zona con alta densidad de daños _____	27
Figura 1.22. Zonas dañadas _____	28
Figura 2.1. Metodología para la evaluación de la capacidad sísmica de edificios ____	37
Figura 2.2. Metodología propuesta por Tena para la evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes _____	41

Figura 2.3. Procedimientos optativos para determinar la capacidad resistente de un sistema estructural sometido a carga lateral _____	42
Figura 2.4. Diagrama de flujo para la predicción del comportamiento sísmico ____	44
Figura 2.5. Intensidades de Arias del sismo del 25 de abril de 1989 en la ciudad de México _____	47
Figura 2.6. Espectros de ductilidad en seis estaciones, obtenidos al escalar los acelerogramas del sismo del 25 de abril de 1989 _____	48
Figura 2.7. Curvas de ductilidad máxima para SUGL's con periodos entre 1.5 y 1.8 seg. _____	49
Figura 2.8. Niveles de comportamiento estructural y rangos _____	51
Figura 2.9 a. Metodología propuesta en FEMA 356 (2000) _____	54
Figura 2.9 b. Metodología propuesta en FEMA 356 (2000) _____	55
Figura 2.10. Procedimiento de evaluación postsísmica de edificaciones _____	59
Figura 3.1. Distribución de ordenadas espectrales (S_a/g) para periodos estructurales $T_e = 2 \pm 0.25 s$ _____	64
Figura 3.2. Relaciones espectrales promedio para algunos sitios representativos de la zona del lago _____	65
Figura 3.3. Mapas de igual amplificación para diferentes periodos dominantes del suelo _____	65
Figura 3.4. Área de estudio y localización de las 20 sub-divisiones _____	72
Figura 3.5. Clasificación del daño en estructuras de mampostería _____	75
Figura 3.6. Definición de la zona de estudio _____	76
Figura 3.7. Curvas MMI – PGA para los sismos de Oaxaca y Tehuacan de 1999 ____	78
Figura 3.8. Porcentaje de densidad de casas de adobe, por estado, comparada con respecto al índice de indigencia _____	79
Figura 3.9. Curvas de relación de daño medio VS Intensidad de Mercalli Modificada (IMM), para diferentes tipos de construcciones _____	81
Figura 3.10. Funciones de vulnerabilidad de tres categorías de edificios para la escala MSK. _____	84
Figura 4.1. Estaciones de la Red acelerométrica de la ciudad de México (RACM) consideradas en el estudio _____	89
Figura 4.2. Metodología propuesta para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes _____	90

Figura 4.3. Evolución de los espectros de diseño elásticos en estructuras del grupo B en zona I _____	96
Figura 4.4. Evolución de los espectros de diseño elásticos en estructuras del grupo B en zona II _____	96
Figura 4.5. Evolución de los espectros de diseño elásticos en estructuras del grupo B en zona III _____	97
Figura 5.1. Comparación entre FTE observadas (líneas continuas) con las FTE interpoladas con dato (líneas discontinuas) y sin dato (líneas punteadas) para sitios con errores con dato, medidos y esperados, menores que 10% y 20% (Pérez-Rocha, 1998) _____	106
Figura 5.2. Espectro de Amplitud de Fourier promedio (EAF) correspondiente a terreno firme _____	108
Figura 5.3. Función de transferencia empírica (FTE) correspondiente a terreno firme _____	108
Figura 5.4. Función de transferencia empírica (FTE) correspondiente al sitio de interés _____	109
Figura 5.5. Espectro de amplitudes de Fourier (EAF) para el sitio de interés _____	109
Figura 5.6. Obtención del acelerograma sintético _____	110
Figura 5.7. Acelerograma sintético resultante del desarrollo expuesto _____	110
Figura 5.8. Lectura y graficación del acelerograma _____	111
Figura 5.9. Registro en velocidades obtenido por integración _____	112
Figura 5.10. Registro en desplazamientos obtenido por doble integración (“batido”) _____	112
Figura 5.11. Registro en aceleraciones corregido por línea base _____	113
Figura 5.12. Registro en aceleraciones corregido por línea base y sometido a un proceso de filtrado pasabanda de 0.1 y 10. _____	113
Figura 5.13. Registro en velocidades sometido a corrección por línea base _____	113
Figura 5.14. Registro en desplazamientos _____	114
Figura 5.15. Obtención del acelerograma definitivo por doble diferenciación del registro en desplazamientos _____	114
Figura 5.16. Proceso de escalamiento sísmico para la estación SCT componente EW _____	115
Figura 5.17. Proceso de escalamiento sísmico para la estación SCT componente NS _____	115

Figura 5.18. Acelerograma sintético para la estación SCT1 componente EW en m/s^2 _____	116
Figura 5.19. Espectro de respuesta del acelerograma sintético correspondiente a la estación SCT1 componente EW (en m/s^2) _____	116
Figura 5.20. Acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT1 componente EW (en cm/s^2) _____	117
Figura 5.21. Espectro de respuesta del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT1 componente EW (en cm/s^2) ____	117
Figura 5.22. Proceso de escalamiento sísmico para la estación CDAO componente EW _____	118
Figura 5.23. Proceso de escalamiento sísmico para la estación CDAO componente NS _____	119
Figura 5.24. Acelerograma sintético para la estación CDAO componente EW en m/s^2 _____	119
Figura 5.25. Espectro de respuesta del acelerograma sintético correspondiente a la estación CDAO componente EW (en m/s^2) _____	120
Figura 5.26. Acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAO componente EW (en cm/s^2) _____	120
Figura 5.27. Espectro de respuesta del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAO componente EW (en cm/s^2) ____	121
Figura 5.28. Acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAF (en cm/s^2) _____	122
Figura 5.29. Espectro de respuesta del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAF componente EW (en cm/s^2) ____	122
Figura 5.30. Acelerograma artificial para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAF (en m/s^2) _____	123
Figura 5.31. Espectro de respuesta del acelerograma sintético correspondiente a la estación CDAF componente EW (en m/s^2) _____	123
Figura 5.32. Acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SXVI (en cm/s^2) _____	124
Figura 5.33. Espectro de respuesta del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SXVI componente EW (en cm/s^2) ____	124
Figura 5.34. Acelerograma artificial para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SXVI (en m/s^2) _____	125

Figura 5.35. Espectro de respuesta del acelerograma sintético correspondiente a la estación SXVI componente EW (en m/s ²)	125
Figura 5.36. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación CI05	129
Figura 5.37. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación CE32	130
Figura 5.38. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación GR27	131
Figura 5.39. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación AO24	132
Figura 5.40. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación 50	133
Figura 5.41. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación FJ74	134
Figura 6.1. Modelo histerético propuesto por Takeda	144
Figura 6.2. Comparación entre la rigidez promedio considerando y sin considerar el efecto de adelgazamiento del lazo de histéresis para pequeñas amplitudes	142
Figura 6.3. Modelos de histéresis de Takeda considerados en el cálculo de los espectros de demanda de ductilidad y desplazamiento. Se ilustra la respuesta obtenida para un sistema de un grado de libertad a partir de un pulso senoidal de amplitud 0.2g, periodo de 2.0 segundos y duración de 80 segundos	145
Figura 6.4. Estaciones de la Red acelerométrica de la ciudad de México (RACM) consideradas en el estudio	146
Figura 6.5. Modelo unidimensional para el cálculo de información a-priori	153
Figura 7.1. Modelos de histéresis de Takeda considerados en el cálculo de los espectros de demanda de ductilidad y desplazamiento. Se ilustra la respuesta obtenida para un sistema de un grado de libertad a partir de un pulso senoidal de amplitud 0.2g, periodo de 2.0 segundos y duración de 80 segundos	168
Figura 7.2. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.	169
Figura 7.3. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.	170
Figura 7.4. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.	171

Figura 7.5. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg. _____	172
Figura 7.6. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural $T_E=0.5$ seg. _____	173
Figura 7.7. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg. _____	174
Figura 7.8. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg. _____	175
Figura 7.9. Mapas de isodemandas de desplazamientos, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg. _____	176
Figura 7.10. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg. _____	177
Figura 7.11. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg. _____	178
Figura 7.12. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg. _____	179
Figura 7.13. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg. _____	180
Figura 7.14. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg. _____	181
Figura 7.15. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg. _____	182
Figura 7.16. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg. _____	183
Figura 7.17. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg. _____	184
Figura 7.18. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg. _____	185
Figura 7.19. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg. _____	186
Figura 7.20. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg. _____	187

Figura 7.21. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg	188
Figura 7.22. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.	189
Figura 7.23. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg	190
Figura 7.24. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.	191
Figura 7.25. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg	192
Figura 7.26. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg	193
Figura 7.27. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg	194
Figura 7.28. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg	195
Figura 7.29. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.	196
Figura 7.30. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg	197
Figura 7.31. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg	198
Figura 7.32. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg	199
Figura 7.33. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg	200
Figura 7.34. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.	201
Figura 7.35. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg	202

Figura 7.36. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg. _____	203
Figura 7.37. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg_____	204
Figura 7.38. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg. _____	205
Figura 7.39. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg_____	206
Figura 7.40. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg. _____	207
Figura 7.41. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg_____	208
Figura 7.42. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg _____	209
Figura 7.43. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg _____	210
Figura 7.44. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg _____	211
Figura 7.45. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg _____	212
Figura 7.46. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg _____	213
Figura 7.47. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg _____	214
Figura 7.48. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg _____	215
Figura 7.49. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg _____	216
Figura 7.50. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg _____	217

Figura 7.51. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.0$ seg	218
Figura 7.52. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg	219
Figura 7.53. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg	220
Figura 7.54. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg	221
Figura 7.55. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg	222
Figura 7.56. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg	223
Figura 7.57. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg	224
Figura 7.58. Demandas de desplazamiento considerando diferentes periodos estructurales, calculadas con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976	225
Figura 7.59. Identificación de las zonas con mayor y menor densidad de instrumentación sísmica	226
Figura 7.60. Definición de fronteras de terreno firme y transición, para asignación de los valores de los espectros promedio y, con esto mejorar la estabilidad en el proceso de interpolación	227
Figura 7.61. Espectro de demandas de ductilidad para la estación XO36, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976	228
Figura 7.62. Espectro de demandas de ductilidad para la estación AE02, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976	228
Figura 7.63. Espectro de demandas de ductilidad para la estación CP28, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976	229
Figura 7.64. Espectro de demandas de ductilidad para la estación BA49, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976	229

Figura 7.65. Espectro de demandas de ductilidad para la estación TH35, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 _____	230
Figura 7.66. Espectro de demandas de ductilidad para la estación NZ31, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 _____	230
Figura 7.67. Comparación entre mapas de isodemandas de ductilidad correspondientes a periodo estructural de $T_E=1.0$ seg., calculados con base en los reglamentos de 1942, 1957, 1966 y 1976 _____	231
Figura 7.68. Comparación entre mapas de isodemandas de ductilidad correspondientes a periodo estructural de $T_E=2.0$ seg., calculados con base en los reglamentos de 1942, 1957, 1966 y 1976 _____	232

INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y METAS

El presente proyecto presenta una estimación de la respuesta no lineal de estructuras de concreto reforzado en el Distrito Federal, con la finalidad de realizar un estudio de su vulnerabilidad sísmica mediante la construcción de mapas de isodemandas (ductilidad y desplazamiento), considerando diferentes periodos estructurales y recreando el escenario sísmico correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985 a partir de los registros instrumentales y las funciones de transferencia promedio obtenidas a partir de los registros de la red acelerográfica del valle de México. El comportamiento no lineal de las estructuras de concreto se representó utilizando el modelo de histéresis propuesto por Takeda. Las resistencias nominales ante carga lateral de las estructuras de concreto existentes en el valle de México se estimaron conforme a las mínimas asociadas a un diseño conforme a los reglamentos de construcción que estuvieron vigentes antes del sismo de 1985, es decir, el RCDF-42, RCDF-57, RCDF-66 y RCDF-76. Se valoró también la sobrerresistencia asociada a estos sistemas estructurales. Posteriormente, los contornos de isodemandas obtenidos se comparan con la ubicación geográfica de los daños observados durante los sismos de septiembre de 1985.

Se emplea el concepto de espectros de demandas de ductilidad los cuales relacionan las demandas de ductilidad de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una resistencia lateral dada, es decir, los espectros de demandas de ductilidad son espectros de isorresistencias (Tena, 1998).

La metodología propuesta, mediante los mapas de isodemandas, permite identificar las zonas con niveles de demandas elevados; es decir, aquéllas que pueden ser vulnerables ante un evento sísmico intenso semejante al del 19 de septiembre de 1985. La correlación obtenida entre las zonas de demandas elevadas y la de mayores daños observados en 1985 es bastante buena. Además, este procedimiento permite ubicar zonas de demandas altas para distintos sistemas estructurales, por lo que puede ser muy útil para guiar estudios de planeación urbana y de regulación del uso del suelo en la zona metropolitana de la ciudad de México.

La metodología planteada, a través de los mapas de isodemandas, permitió desarrollar una metodología robusta y sencilla para la evaluación sísmica de estructuras existentes.

CAPÍTULO 1

EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985. ANTECEDENTES Y DAÑO OBSERVADO

1.1. GENERALIDADES

1.1.1. Sismos de subducción en México

México es un país altamente sísmico debido a que su costa del Pacífico es una zona de subducción. La figura 1.1 muestra el fenómeno de subducción; el mecanismo mediante el cual la placa de Cocos se introduce por debajo de la placa de Norteamérica.

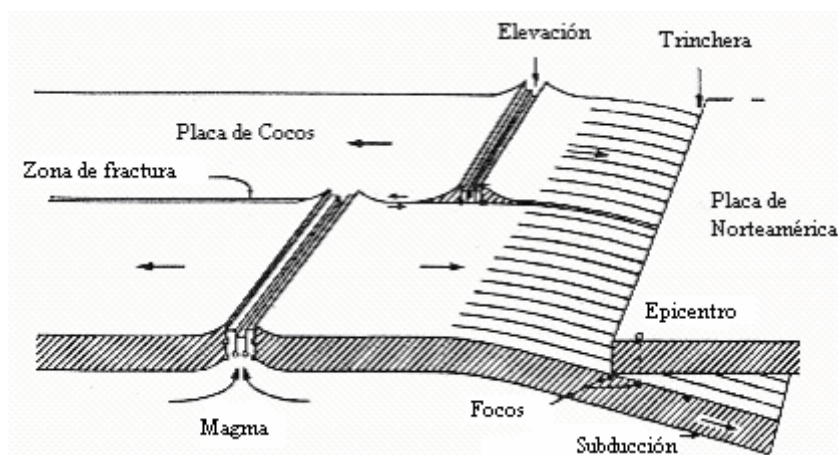


Figura 1.1. Mecanismo de subducción (adaptado de Bazán y Meli, 1998)

En esta región la placa de Norteamérica pasa sobre la placa de Cocos; la velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto a la placa de Norteamérica es de aproximadamente 6.4 cm. por año (fig 1.2).

Investigaciones sismológicas ("Instituto", 1985) muestran que la placa de Cocos desciende a través de segmentos, que en el caso de México corresponden a las regiones de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas; dichos segmentos de la placa de Cocos presentan una sismicidad característica con ciertos tiempos de recurrencia para sismos grandes (magnitudes mayores de 7.5).

1.1.2. Origen del sismo del 19 de septiembre de 1985

Dentro de las fronteras de subducción se generan dos clases de movimientos, denominados sismos ordinarios y sismos característicos; para el caso de la zona de subducción mexicana se generan sismos característicos con una magnitud que fluctúa entre 7.8 y 8.2 en la escala de Richter, cuya longitud de ruptura alcanza los 200 Km. y su ancho los 80 Km (www.ssn.com.mx). En el caso de sismos ordinarios, éstos tienen una ocurrencia mayor,

no son de gran magnitud (magnitud menor a 7.5) y raramente afectan al Distrito Federal. En la zona de subducción mexicana existen dos sectores que se consideraban de importancia en la posible generación de un sismo característico, esto debido a su potencial sísmico, dichos sectores son: el sector Michoacán y el sector Guerrero, por lo cual se ha procedido a la colocación de estaciones acelerográficas y sismológicas, esto previo al sismo del 19 de septiembre de 1985 (www.ssn.com.mx; “Instituto”, 1985).

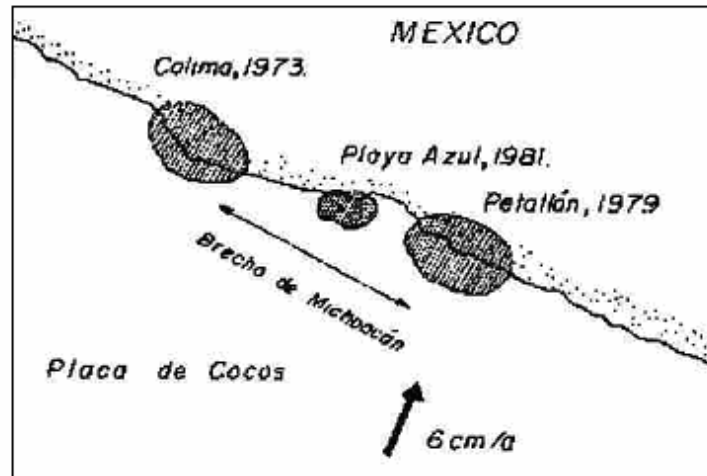


Figura 1.2. Velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto a la placa de Norteamérica (www.ssn.com.mx)

El sector Michoacán se encuentra ubicado a lo largo de la costa de México y se extiende desde 101.5° hasta 103.0° longitud oeste, es decir, desde Zihuatanejo, Guerrero, hasta Maruta, Michoacán; a esta zona se le conoce como brecha de Michoacán. En dicha zona habían transcurrido aproximadamente 180 años sin detectarse un sismo característico, por lo que se le denominaba como una zona de quietud sísmica (figs. 1.3 y 1.4).

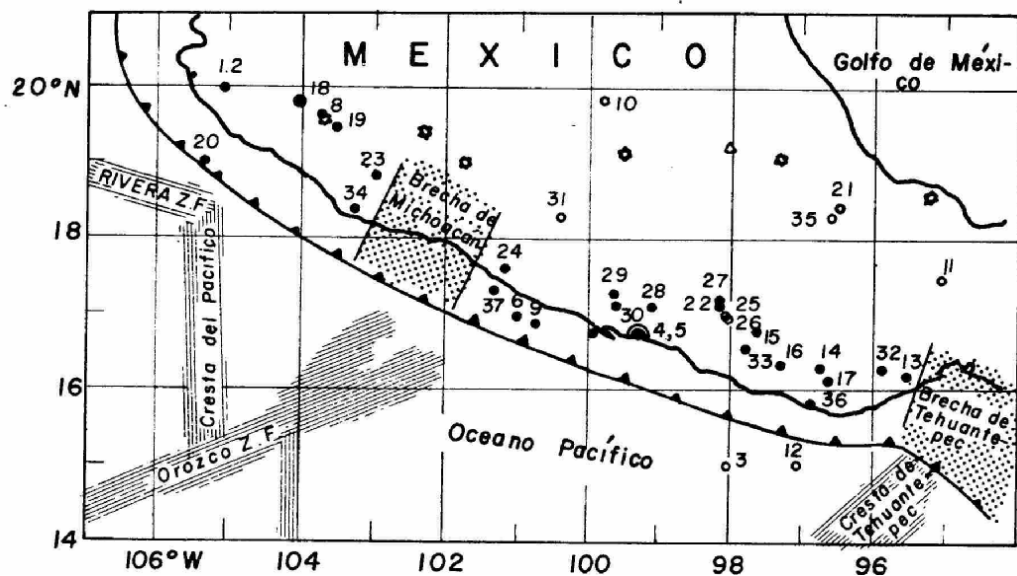


Figura 1.3. Brecha de Michoacán (“Instituto”, 1985)

La ausencia de grandes sismos en la brecha de Michoacán durante un periodo tan largo (desde 1800) indicaba una acumulación importante de energía elástica que crecía día con día y tendría que liberarse irremisiblemente. Esta fue la causa que dio lugar al sismo del 19 de septiembre de 1985. Se considera que el desplazamiento promedio entre las placas de Cocos y Norteamérica fue de 1.40 m en una superficie aproximada de 13, 500 km.² con un rompimiento de 180 Km. a lo largo de la fosa y 7.5 Km. en dirección perpendicular (“Instituto”, 1985). Asimismo, la intensidad con que fue sentido este sismo en el Distrito Federal, ubicado a 400 Km. de la zona de ruptura, superó cualquier expectativa para un sismo de esta magnitud.

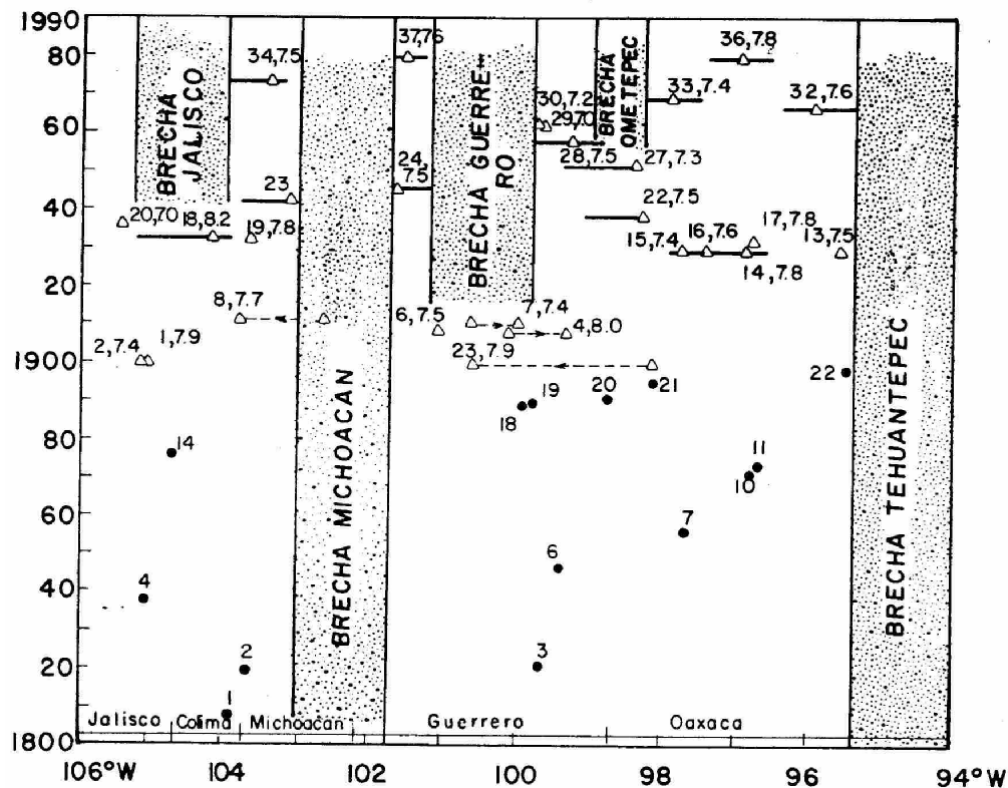


Figura 1.4. Zonas de quietud sísmica (www.ssn.com.mx)

1.1.3. Características del sismo del 19 de septiembre de 1985

El sismo del 19 de septiembre de 1985 ha sido uno de los más destructivos en la historia de la ciudad de México debido a su gran intensidad y duración. Otra causa que contribuyó a su gran destructividad fueron los efectos locales debidos a las condiciones del subsuelo en la ciudad de México, dado que en la zona de terreno blando las ondas tomaron un carácter de naturaleza prácticamente armónico con un periodo dominante de 2 seg., esto trajo consigo una gran amplificación del movimiento, lo que ocasionó daño severo en numerosas estructuras (“Fundación ICA”, 1985).

Durante el siglo XX habían ocurrido sismos de magnitud importante comparables al del 19 de septiembre de 1985; sin embargo, la ciudad de México no había sufrido un daño tan severo como el provocado por el sismo tratado. Una probable causa de esto es que, para las fechas de ocurrencia de los sismos anteriores, la configuración de la ciudad de México no contaba con estructuras del tipo que resultaron más afectadas durante este sismo.

Por otro lado, las recomendaciones de diseño sísmico estaban basadas en lo observado durante el sismo del 28 de julio de 1957, el cual tuvo una magnitud de 7.7 en la escala de Richter (“Fundación ICA”, 1985) significativamente más baja a la observada durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 correspondiente a 8.1. Asimismo, la relación entre dichas magnitudes, en función de la energía liberada, es ocho veces mayor para el caso del sismo del 19 de septiembre y sus efectos también son mucho mayores, por lo que las estructuras no estaban diseñadas para resistir las sollicitaciones a las que fueron sometidas, siendo este otro factor del colapso y daños severos de varias estructuras. Cabe resaltar que particularmente el sismo de 1957 fue anómalamente energético, investigaciones realizadas (Pérez-Rocha, 1998) indican que pudo ser tan intenso como el de 1985, y si durante la ocurrencia de dicho evento la configuración de la Ciudad de México hubiese sido similar a la existente en 1985, se hubiese podido presentar un escenario de daño comparable al de 1985.

1.1.3.1. Epicentro

El epicentro del sismo fue localizado por el servicio sismológico Nacional a 17.6 N y 102.5 W en el océano Pacífico frente a la desembocadura del río Balsas y a las costas de Guerrero y Michoacán, a unos 400 Km. de la ciudad de México; la profundidad focal fue estimada en 16 Km; su hora de origen fue a las 07:17:48.5 hora local del día 19 de septiembre de 1985 (“Instituto”, 1985).

Este sismo ocasionó un maremoto (Tsunami) en la localidad de Lázaro Cárdenas, la altura máxima de la ola fue de dos metros y centímetros; aparentemente no causó daños de consideración, ni víctimas (“Instituto”, 1985).

1.1.3.2. Intensidades

A continuación se listan en la tabla 1.1 las intensidades con que se percibió el sismo del 19 de septiembre de 1985 en algunas de las localidades cercanas a la zona epicentral, así como algunos de los efectos provocados.

Tabla 1.1. Intensidades en zonas cercanas a la zona epicentral, según la escala de Mercalli modificada (www.ssn.com.mx)

Localidad	Intensidad	Efectos
Lázaro Cárdenas, Michoacán	VIII- IV	Daños medianos a graves en un 80% de las viviendas.
Playa Azul, Michoacán	IX	Derrumbe parcial de algunas estructuras antiguas, varias muertes.
Zihuatanejo, Gro.	VII	Daños medianos a menores en vivienda.

Tabla 1.1. Intensidades en zonas cercanas a la zona epicentral, según la escala de Mercalli modificada (www.ssn.com.mx) (continuación)

Localidad	Intensidad	Efectos
Ixtapa, Gro.	VII	Daños no estructurales.
Acapulco, Gro.	VI	No se presentaron daños estructurales ni víctimas.
Manzanillo, Col.	VI	No se presentaron daños estructurales ni víctimas.
Ciudad Guzmán, Jal.	VII	Destrucción severa en viviendas y edificios públicos, se reportaron 50 muertos aproximadamente.

1.1.4. Características del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el Distrito Federal

1.1.4.1. Intensidades

Las intensidades en el Distrito Federal variaron entre VI en la periferia del valle de México a VIII o IX en las zonas circunscritas del centro de la ciudad (“Instituto”, 1985).

El sismo inició con una intensidad que osciló entre I y II, es decir, comenzó en forma moderada; sin embargo, gradualmente el movimiento se incrementó, convirtiéndose en un movimiento de carácter casi monocromático, con un periodo dominante de dos segundos. Al examinar el espectro de amplitudes de Fourier del sismo de septiembre de 1985 en la estación CU01 en su componente EW, se puede señalar que el movimiento es muy energético alrededor de dos segundos, considerando que Ciudad Universitaria está exento de efectos de sitio (Pérez-Rocha, 2005) y una duración aproximada mayor a dos minutos.

Las zonas que sufrieron mayores daños se encuentran localizadas en el centro del valle de México, esto debido a las condiciones locales del suelo, es decir, en esta zona es donde se presentó una mayor amplificación del movimiento, debido a que en su mayoría, el suelo está formado por arcillas sumamente compresibles, lo que ocasiona un efecto desfavorable cuando el suelo se somete a una cierta excitación. Por otra parte, las zonas menos afectadas son las correspondientes a los bordes de la cuenca.

En la figura 1.5 se observa la atenuación que sufrieron las ondas sísmicas al viajar por el interior de la tierra, esto producto de su lejanía o distancia al epicentro, a mayor distancia menores son las intensidades, aunque en algunas zonas, las intensidades son más altas que en las regiones inmediatamente vecinas, esto refleja los efectos de amplificación de la energía sísmica producto de las condiciones geológicas locales. Un caso particularmente importante del fenómeno de amplificación dinámica es el presente en el valle de México, el cual sufre una amplificación regional aun en la zona de terreno firme; la atenuación en terreno firme sigue un comportamiento decreciente en función de la distancia a la fuente sísmica (Pérez-Rocha, 2005).

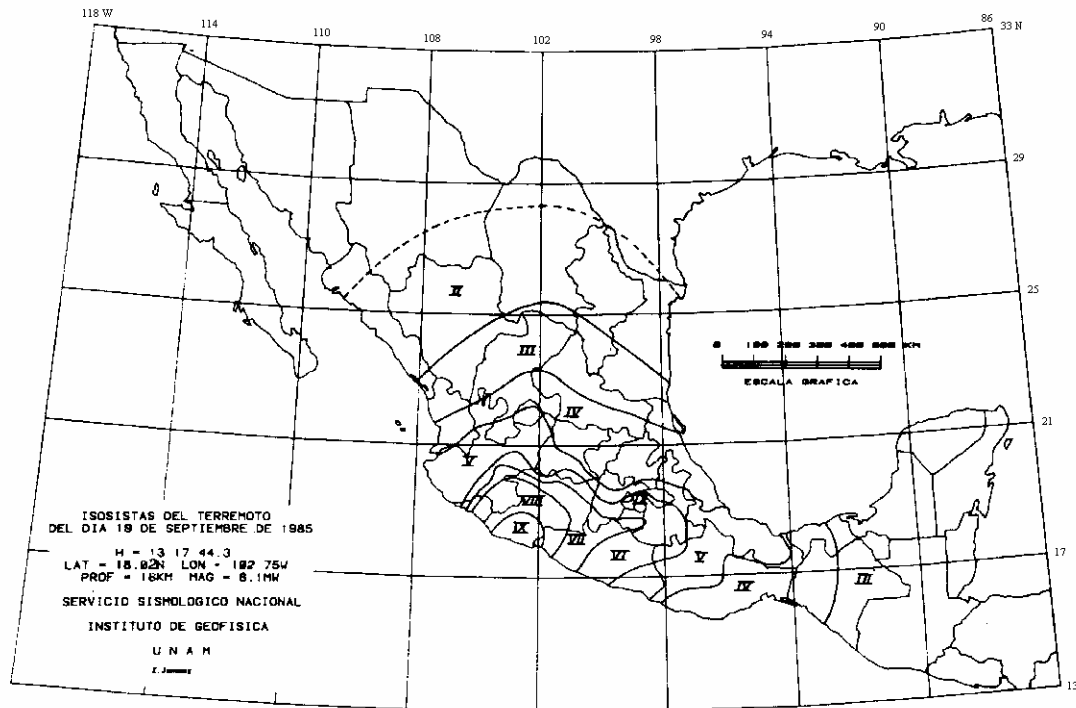


Figura 1.5. Mapa de intensidades registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985
(www.ssn.com.mx)

1.1.4.2. Mapa de intensidades

Un estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto reforzado (Iglesias, 1989), se realizó con la finalidad de definir una nueva micro regionalización sísmica para la Ciudad de México, el número de edificios considerado en el estudio fue de 892, los cuales presentaban diferentes niveles de daño. Se procedió al análisis de 189 estructuras mediante un método simplificado.

La resistencia sísmica de 101 de estos edificios que sufrieron daño severo fue tomada como una medida de la intensidad sísmica, dichas resistencias fueron trazadas en un mapa, cuya finalidad fue proponer una nueva micro-regionalización sísmica. El resto de los edificios se consideraron en el cálculo de los coeficientes sísmicos de diseño.

A partir de la comparación de la resistencia a cortante determinada con el método simplificado y el cortante actuante en cada nivel de la estructura dañada (Iglesias, 1989), fue posible hallar del coeficiente sísmico “K” correspondiente a la condición de falla de la estructura completa y considerarlo como una medida de la intensidad sísmica en el sitio donde se localiza la estructura. El mapa de intensidades mostrado en la figura 1.6 se obtuvo mediante el trazo de los coeficientes sísmicos K obtenidos de la evaluación de 106 estructuras dañadas (Iglesias, 1989), el mapa muestra además las ocho zonas de intensidad en el D.F.

La tabla 1.2 muestra la zonificación propuesta por (Iglesias, 1989), acorde a la intensidad sísmica presentada. A partir de los estudios realizados (Iglesias, 1989) se propusieron los

valores de los coeficientes sísmicos para cada zona, acorde a los factores de ductilidad especificados en el reglamento de construcción del Distrito Federal de 1987, dichos valores se presentan en la tabla 1.3.

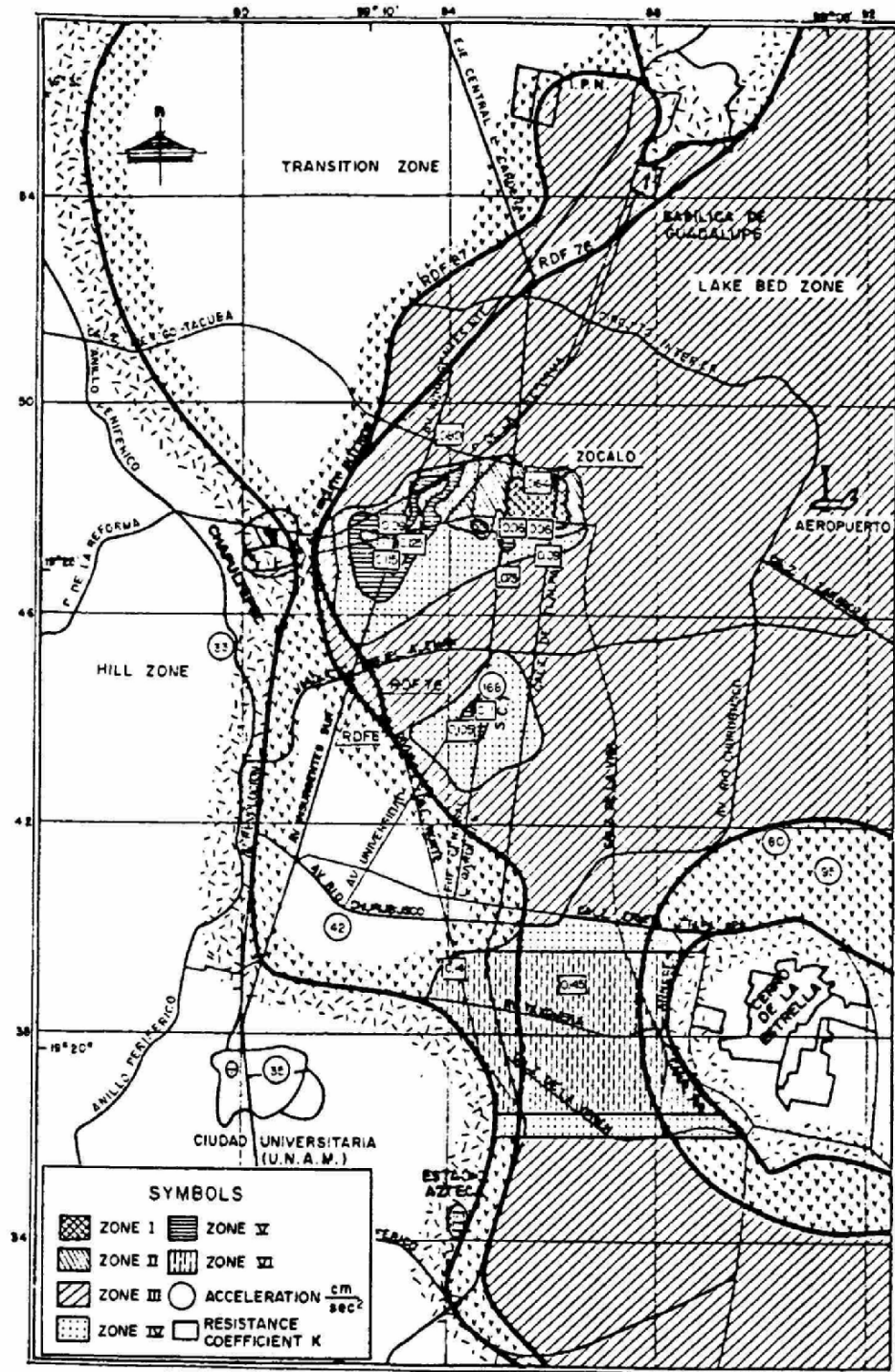


Figura 1.6. Mapa de intensidades (Iglesias, 1989)

Tabla 1.2. Zonificación sísmica acorde a la intensidad sísmica (Iglesias, 1989)

Zona	Intensidad
I	K 0.05
II	0.05 K 0.06
III	0.06 K 0.08
IV	0.08 K 0.09
V	0.09 K 0.11
VI	0.11 K 0.15

Tabla 1.3. Coeficientes sísmicos propuestos para cada zona (Iglesias, 1989)

Zona	K	Discrepancia %	(Q = 4)	(Q = 3)
I + II	0.070	7	0.28	0.21
III	0.093	9	0.37	0.28
IV	0.120	7	0.48	0.36
V	0.138	6	0.55	0.41
VI - Norte	0.148	7	0.60	0.44
VI – Sur	0.150	5	0.60	0.45

1.1.4.3. Movimiento del suelo

El movimiento del suelo presentó características sin precedentes, cabe hacer algunas comparaciones con respecto a las aceleraciones observadas en algunos sitios específicos entre los sismos de 1957 y el sismo del 19 de septiembre de 1985 para observar la discrepancia entre dichos valores y darse una idea más clara de la capacidad destructiva del sismo del 19 de septiembre de 1985 (www.ssn.com.mx).

En el centro SCOP, ubicado en terreno blando, se alcanzaron aceleraciones del 18% de la gravedad, contra 6% en el sismo de 1957, es decir, el triple (www.ssn.com.mx).

El periodo predominante en Ciudad Universitaria fue de dos segundos que se considera grande por ser terreno firme. Asimismo, la aceleración alcanzó 4% de la gravedad, en tanto que en el sismo de 1957 tan sólo fue de 2.5%, el movimiento se asemejó en gran medida a un movimiento armónico (www.ssn.com.mx).

Estudios realizados (Pérez-Rocha *et al.*, 1996) indican que los sismos provenientes de las costas de Guerrero, considerando la misma área de ruptura, son más intensos que los provenientes de Petatlán, Ometepec y Michoacán, lo anterior al considerar un periodo de dos segundos.

La figura 1.7 muestra las aceleraciones registradas en Ciudad Universitaria producidas por sismos ocurridos desde 1965. El sismo del 25 de abril de 1989 es el único evento importante de la brecha de San Marcos que se ha observado instrumentalmente en CU. Este sismo produjo mayores intensidades que otros sismos costeros de mayor tamaño. La figura 1.8 muestra la comparación entre los espectros de amplitudes de Fourier de este sismo y los de los sismos de Playa Azul del 25 de octubre de 1981 (M=7.3) y de Ometepec del 14 de

septiembre de 1995 ($M=7.3$) así como los espectros de Fourier de los registros de aceleración ilustrados en la figura 1.7. Estos espectros corresponden a las envolventes de las componentes horizontales NS y EW (Pérez-Rocha *et al.*, 1996).

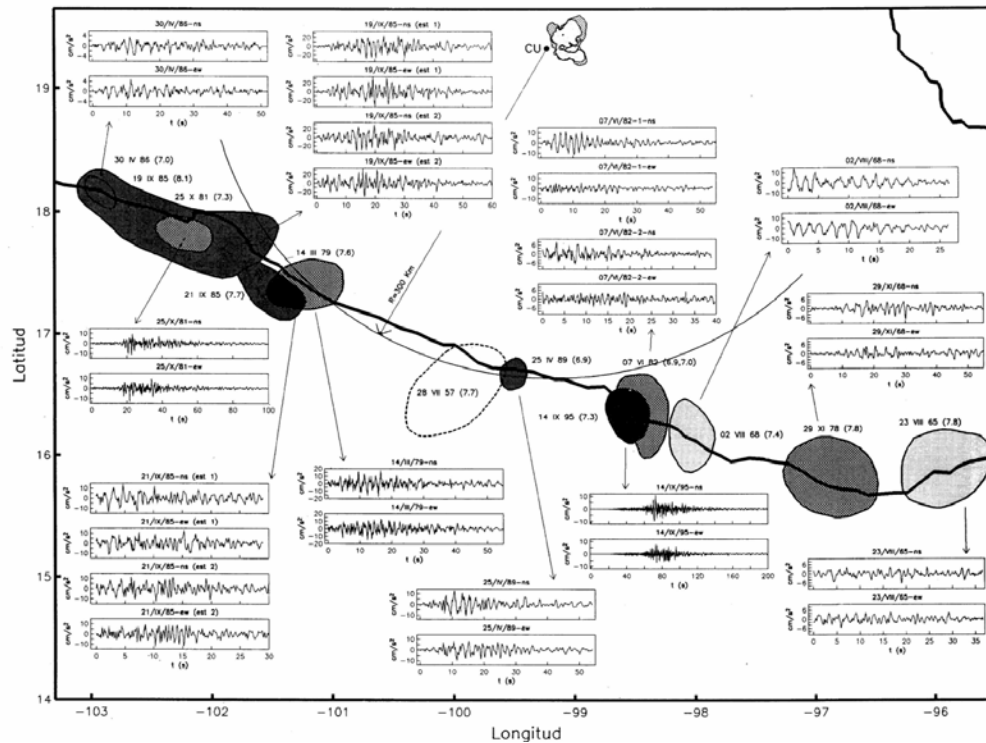


Figura 1.7. Aceleraciones producidas por sismos de subducción en la Ciudad Universitaria (Pérez-Rocha *et al.*, 1996)

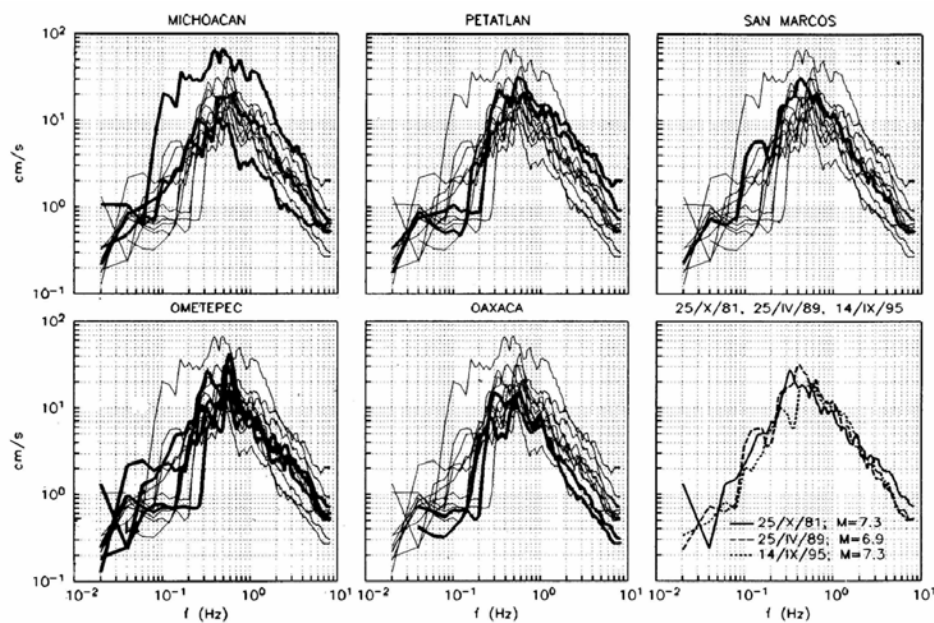


Figura 1.8. Espectros de amplitudes de Fourier (EAF) de los acelerogramas ilustrados en la fig. 1.7 (Pérez-Rocha *et al.*, 1996)

De la figura 1.8 se observa claramente que el sismo de San Marcos, que es el de menor magnitud, es el más energético para el intervalo de periodos entre dos y tres segundos. Esta evidencia, y los grandes daños causados por el sismo del 28 de julio de 1957 (originado frente a las costas de Acapulco), sugieren que de todos los sismos con origen en la costa del Pacífico mexicano, los que ocurren en la región de San Marcos, son los más intensos para las estructuras ubicadas en la zona lacustre de la Ciudad de México (Pérez-Rocha *et al.*, 1996).

1.1.5. Réplicas

La réplica originada en Petatlán ($M=7.6$) que se presentó después del evento principal fue causante en muchos casos del colapso total de algunas estructuras que habían sido dañadas durante el evento principal.

La figura 1.9 delimita aproximadamente la zona de réplicas, entre las líneas A y E. Los segmentos achurados B, C y D muestran las regiones donde se presentaron la mayoría de las réplicas, desde la ocurrencia del evento principal hasta el día 23 del mismo a las 13 horas ("Instituto", 1985). También se indica con estrellas las localizaciones epicentrales del evento principal (19 de septiembre, $M=8.1$) y la réplica mayor (20 de septiembre, $M=7.6$). El área de réplicas abarcó aproximadamente desde Zihuatanejo Gro., hasta Puerto Maruata, Michoacán.

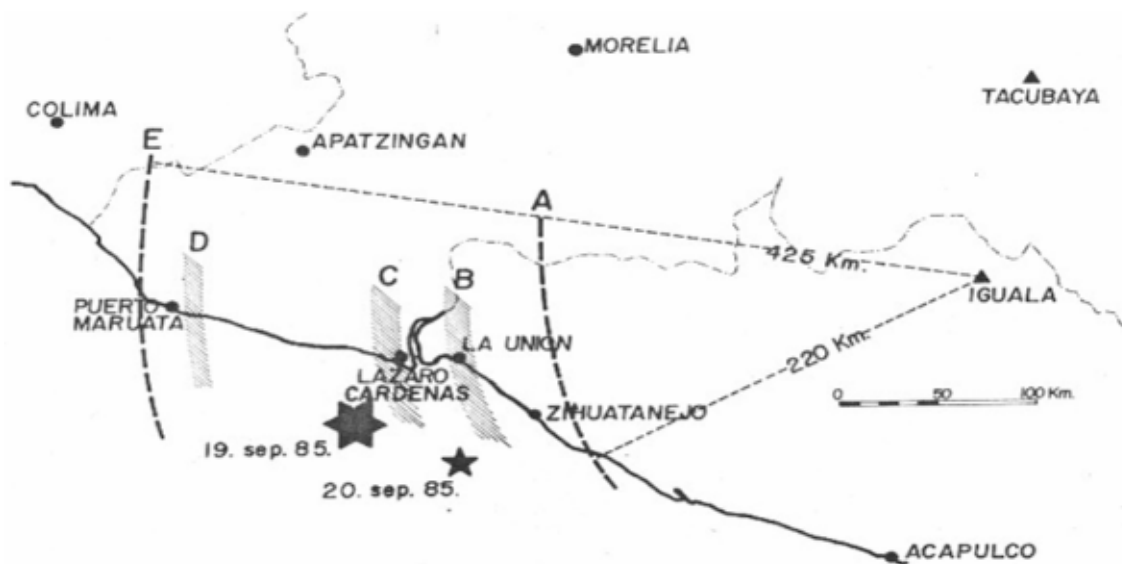


Figura 1.9. Zonas de réplicas ("Instituto", 1985)

Las réplicas decrecen en número conforme pasa el tiempo. En la figura 1.10 se muestra un histograma del número de réplicas ocurridas cada seis horas. ("Instituto", 1985). Se observa que decrecen en número a partir del evento principal ($M = 8.1$); sin embargo, al ocurrir la réplica mayor ($M=7.3$), se incrementan temporalmente, pero decaen de nuevo a medida que transcurre el tiempo.

Un análisis de las réplicas (“Instituto”, 1985), sugirió que el conjunto del evento principal y la réplica mayor rompieron la totalidad de la brecha sísmica de Michoacán, por lo que la mayor parte de su energía fue liberada. De la misma manera se rompió la brecha de Petatlán.

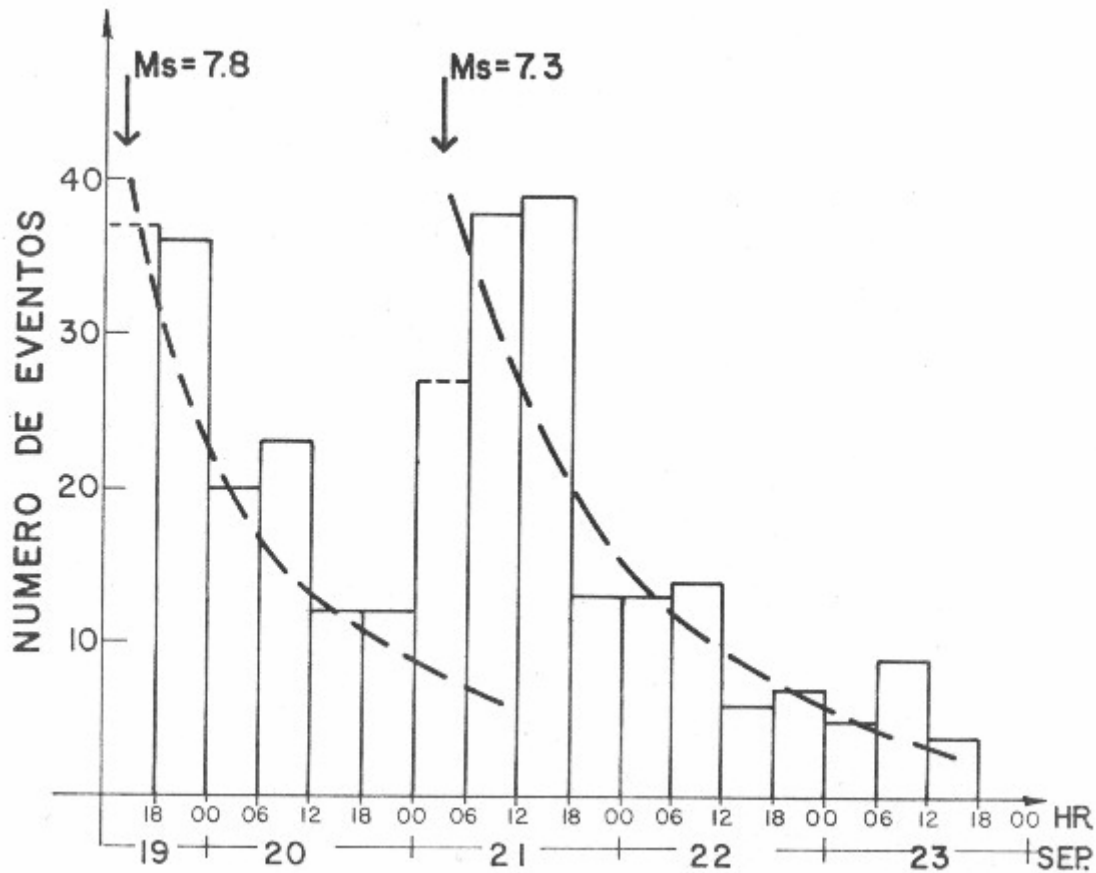


Figura 1.10. Comportamiento de las réplicas (“Instituto”, 1985)

Las características principales del sismo del 20 de septiembre (réplica mayor) se enlistan a continuación:

Hora de ocurrencia	19 horas, 38 minutos
Magnitud	7.3 escala de Richter
Coordenadas epicentrales	17.4 Latitud norte
	102.0 Longitud oeste

Este sismo, como se mencionó, causó alarma en la zona epicentral, en el Distrito Federal y otras localidades, provocando el colapso de estructuras dañadas previamente por el evento principal del día anterior.

1.2. RED ACELEROGRÁFICA

1.2.1. Registros cercanos

La distribución de las estaciones que captaron el evento a lo largo del país se muestra en la figura 1.11, donde se presentan a la misma escala, las componentes Este-Oeste de los acelerogramas de las 23 poblaciones que registraron el evento (Gómez, 2002).

Las estaciones más cercanas al epicentro: Caleta de Campos (CALE), La Unión (UNIO), La Villita (VILE), Aeropuerto Zihuatanejo (AZIH) y Zacatula (ZACA), registraron valores no muy altos de la aceleración máxima absoluta tomando en cuenta la magnitud del evento. El valor más alto de la componente horizontal fue de 300 cm/seg^2 y se registró en ZACA mientras que la aceleración vertical más grande fue de 250 cm/s^2 también en ZACA (Gómez, 2002).

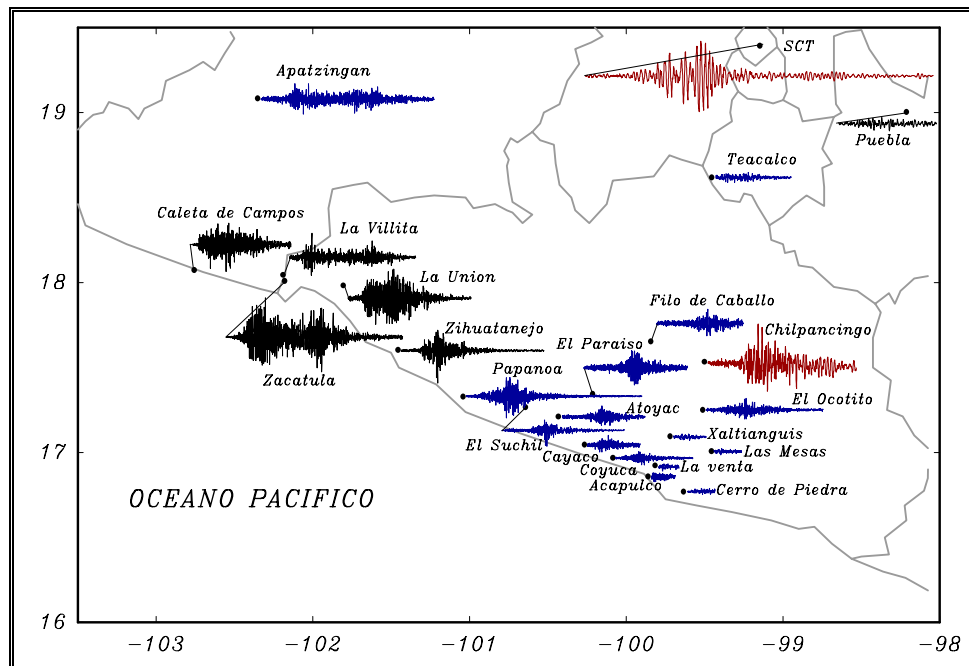


Figura 1.11. Estaciones acelerográficas que registraron el terremoto del 19 de septiembre de 1985 (Gómez, 2002).

1.2.2. Registros en la ciudad de México

En la Ciudad de México el terremoto de 1985 se registró en 11 estaciones acelerográficas como se observa en la figura 1.12. Los sitios Tacubaya (TACY) y Ciudad Universitaria (CU01, CUIP y CUMV) están localizados sobre terreno firme, Viveros de Coyoacán (SXVI) sobre Transición, y el resto en cuatro puntos diferentes de la zona de terreno más compresible, es decir, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT1), Tláhuac (TLHB y TLHD), Central de Abastos (CDAO y CDAF) y Texcoco Sosa (TXSO). De éstas estaciones, sólo SCT1 se localizaba en la zona de grandes daños, aunque no dentro del área con la más alta intensidad observada (Gómez, 2002).

La tabla 1.4 lista algunas características de los acelerógrafos que registraron el movimiento del 19 de septiembre de 1985.

En terreno duro y relativamente firme, la aceleración máxima registrada fluctúa entre uno y cuatro por ciento de la gravedad. Un aspecto importante fue el periodo dominante del sitio observado en Ciudad Universitaria, el cual se registró en dos segundos, lo cual no es típico para las condiciones del terreno presentes en esta zona.

En tanto en la proximidad del edificio principal de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes la aceleración horizontal máxima del terreno alcanzó 20 por ciento de la gravedad en dirección 56 EW, en la perpendicular a ésta alcanzó ocho por ciento de la gravedad, mostrando el mismo periodo del sitio, es decir, dos segundos. Cabe resaltar que hasta la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 1985, la máxima aceleración registrada en cualquier tipo de terreno de la ciudad de México había sido de 6.5% la aceleración de la gravedad.

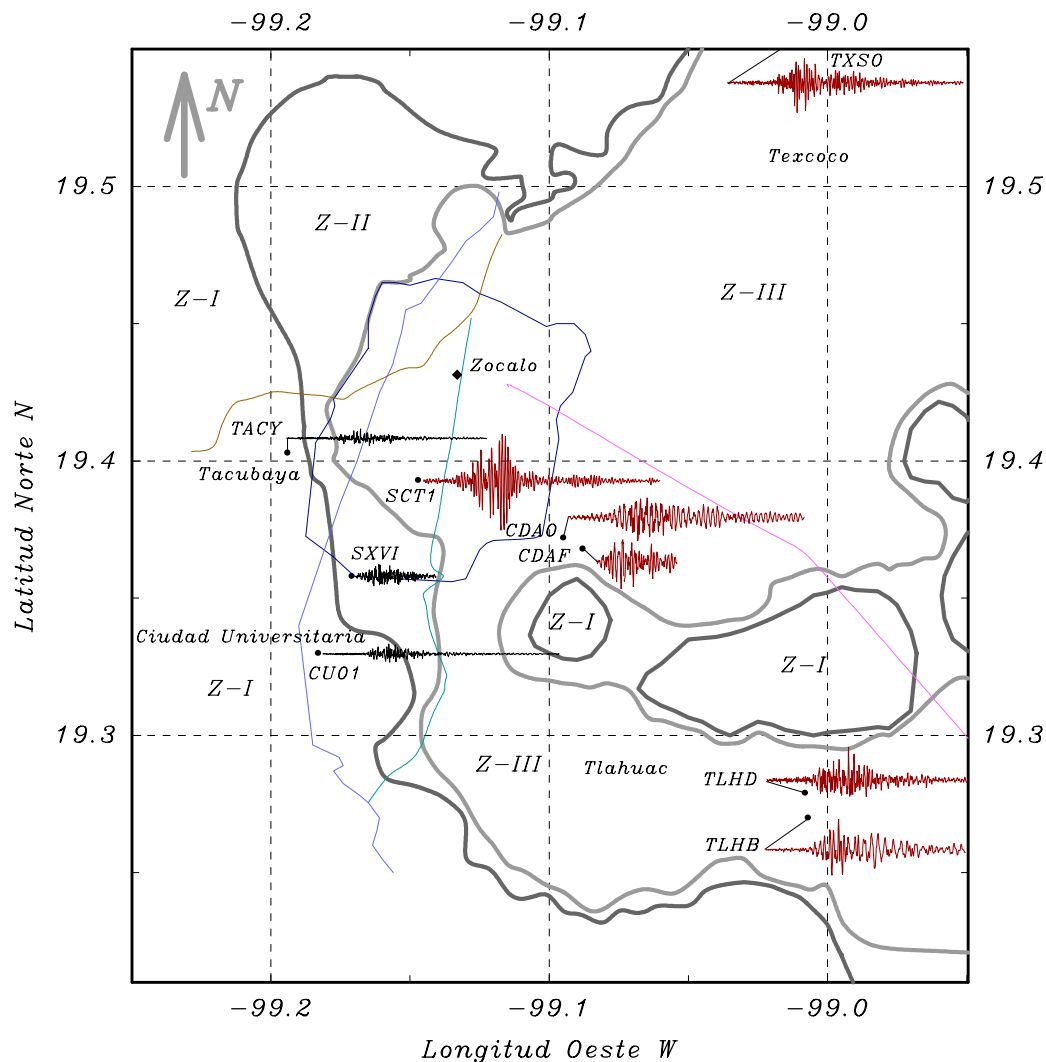


Figura 1.12. Componentes horizontales, Este-Oeste, de los acelerogramas del terremoto del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México (Gómez, 2002)

Tabla 1.4. Estaciones acelerométricas que registraron el movimiento del 19 de septiembre de 1985 (Anderson *et al.*, 1986)

Estación	Clave	Lat ° N Long ° W	Acelerógrafo			
			Tipo/No.	Comp.	Frec. Natural	G. Amort.
Cd. Univ. D.F.	CU01	19.330 99.183	DCA333 -121	S00E	33.0	0.64
				VERT	31.0	0.66
				N90W	32.0	0.70
IdeI Patio	CUIP	19.330 99.183	DCA310 -154	N00E	31.0	0.73
				VERT	31.3	0.66
				N90W	31.4	0.68
Mesa vibradora C.U.	CUMV	19.330 99.183	DCA333 -145	S00E	31.0	0.70
				VERT	31.0	0.66
				N90W	30.0	0.75
Sismex Puebla	SXPU	19.043 98.212	DCA310 -148	N00E	32.0	0.71
				VERT	32.0	0.77
				N90E	31.0	0.74
Tacubaya, D.F.	TACY	19.403 99.194	DCA333 -168	S00E	30.0	0.70
				VERT	30.0	0.70
				N90W	30.0	0.70
Sismex Viveros	SXVI	19.358 99.171	DCA310 -133	N00E	30.4	0.66
				VERT	32.0	0.80
				N90W	33.0	0.78
C. de Abastos Frigorifico	CDAF	19.368 99.088	DCA333 -114	S00E	31.0	0.70
				VERT	31.0	0.70
				N90W	31.0	0.70
C. de Abastos Oficina	CDAO	19.368 99.088	DCA333 -115	S00E	31.0	0.70
				VERT	31.0	0.70
				N90W	31.0	0.70
S.C.T.	SCTI	19.393 99.147	DCA333 -144	S00E	30.0	0.75
				VERT	30.0	0.66
				N90W	30.0	0.70
Tláhuac Bombas	TLHB	19.279 99.008	SMAI -4590	N00E	18.3	0.60
				VERT	19.0	0.60
				N90W	18.5	0.60
Tláhuac Deportivo	TLAHD	19.293 99.035	SMAI -4591	N00E	18.3	0.60
				VERT	19.0	0.60
				N90W	18.5	0.60
Madin margen izquierda	MADI	19.536 99.261	SMAI -3385	S30E	25.4	0.60
				VERT	25.5	0.60
				N60W	26.3	0.60
Texcoco, Sosa	TXSO	19.580 99.019	SMAI -0465	N00E	25.8	0.60
				VERT	25.7	0.60
				N90W	25.4	0.60

1.3. CUANTIFICACIÓN DE LOS DAÑOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

El sismo del 19 de septiembre de 1985 y la réplica mayor ocurrida el 20 de septiembre produjeron en la ciudad de México y en algunas otras localidades daños severos, rebasando éstos los límites que se podrían considerar aceptables.

Con la finalidad de cuantificar los daños provocados en la ciudad de México, distintas instituciones se dieron a la tarea de realizar investigaciones al respecto (“Instituto”, 1985; “Fundación ICA”, 1988).

Se realizaron estudios (“Fundación ICA”, 1988) con la finalidad de determinar el número de estructuras que sufrieron daños severos, clasificándose éstos en las siguientes categorías: (1) colapso total, cuando la edificación ha quedado prácticamente arrasada; (2) colapso parcial, en aquéllos casos en que se cayeron solamente partes de las construcciones, ya sea en pisos inferiores, intermedios o superiores, quedando el resto con o sin daños mayores, pero sin colapsar, y por último, se consideran aquellos casos en que las estructuras, aunque no mostraban colapso, si tenían daños graves en elementos estructurales de los que depende la estabilidad de la estructura, por lo que se consideraron inseguras.

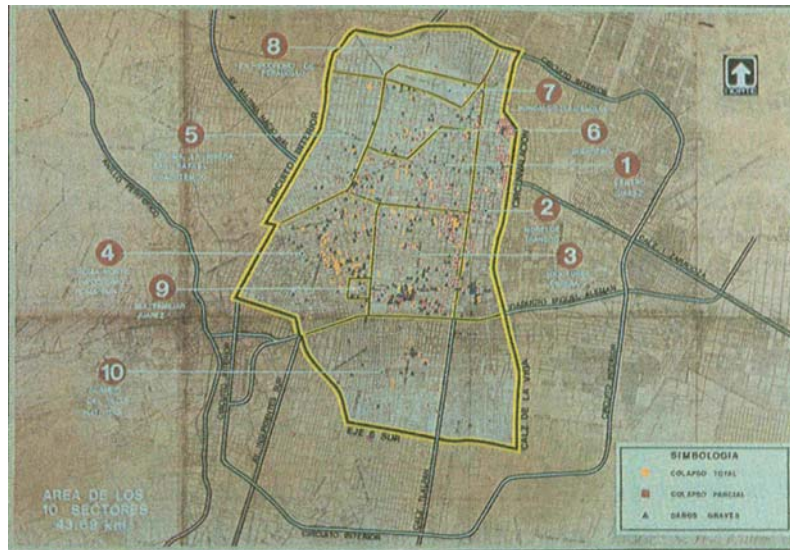


Figura 1.13. Sectorización oficial (“Fundación ICA”, 1988)

Considerando los tres niveles de daño antes citados en la zona más dañada de la ciudad de México, definida en una sectorización hecha por las autoridades del Departamento del Distrito Federal (fig. 1.13), se realizaron estudios para determinar los daños ocasionados por este sismo (“Fundación ICA”, 1988).

La zona fue dividida en diez sectores, los cuales fueron recorridos por brigadas con el objeto de realizar un censo en el que se consideró tanto el número de edificios dañados, como el número total de éstos, esto con la finalidad de poder estimar porcentajes de edificios dañados contra número total existente, centrando el estudio al tipo de estructura, número de niveles, material empleado en su construcción y uso al que se dedicaban, así como el tipo de daño más común.

1.3.1. Tipos de estructuras existentes

La figura 1.14 muestra los sistemas estructurales más comunes en existencia para la fecha de ocurrencia del sismo tratado, los cuales pueden catalogarse en alguno de los seis tipos siguientes (“Fundación ICA”, 1988):

Tipo 1. Estructuras con base en muros de carga de mampostería de piedra, adobe o tabique recocado, de gran espesor, con sistemas de piso y techo a base de vigas de madera o acero y bóveda catalana de ladrillos o tablones de madera o con arcos y bóvedas de piedra.

Tipo 2. Estructuras con muros de carga de mampostería de tabique recocado o bloques huecos de concreto, reforzada con elementos perimetrales de concreto armado y con sistemas de piso o techo de concreto reforzado, colocados en sitio o prefabricados.

Tipo 3. Estructuras de tipo esquelético, con base en marcos rígidos formados por columnas y trabes de concreto reforzado o de acero estructural, con sistemas de piso de concreto reforzado constituido por losas macizas de 10 a 15 cm de espesor, perimetralmente apoyadas en las trabes de los marcos reforzadas con trabes secundarias intermedias, usualmente colocadas en sitio. Los muros de colindancia y divisorios son “no estructurales”.

Tipo 4. Estructuras de tipo esquelético, con columnas de concreto reforzado o acero estructural y sistemas de piso con base en losas de espesor constante, usualmente entre 25 y 45 cm., aligeradas en ciertas zonas para definir nervaduras y ábacos o capiteles, que forman marcos “equivalentes” con las columnas, siendo también los muros de colindancia y divisorios “no estructurales”.

Tipos 5 y 6. Estructuras similares a los tipos 3 y 4 en las que, además de los marcos rígidos, se emplean elementos de contraventeo constituidos por diagonales de concreto o acero en algunas crujías o por muros de rigidez de mampostería de tabique o de concreto reforzado; en algunos casos los muros forman núcleos rígidos alrededor de zonas de servicios, como elevadores, escaleras, baños y ductos. El resto de los muros son “no estructurales”.

En la tabla 1.5 se muestra el número de niveles típico con que contaba cada una de las estructuras mostradas en la figura 1.14

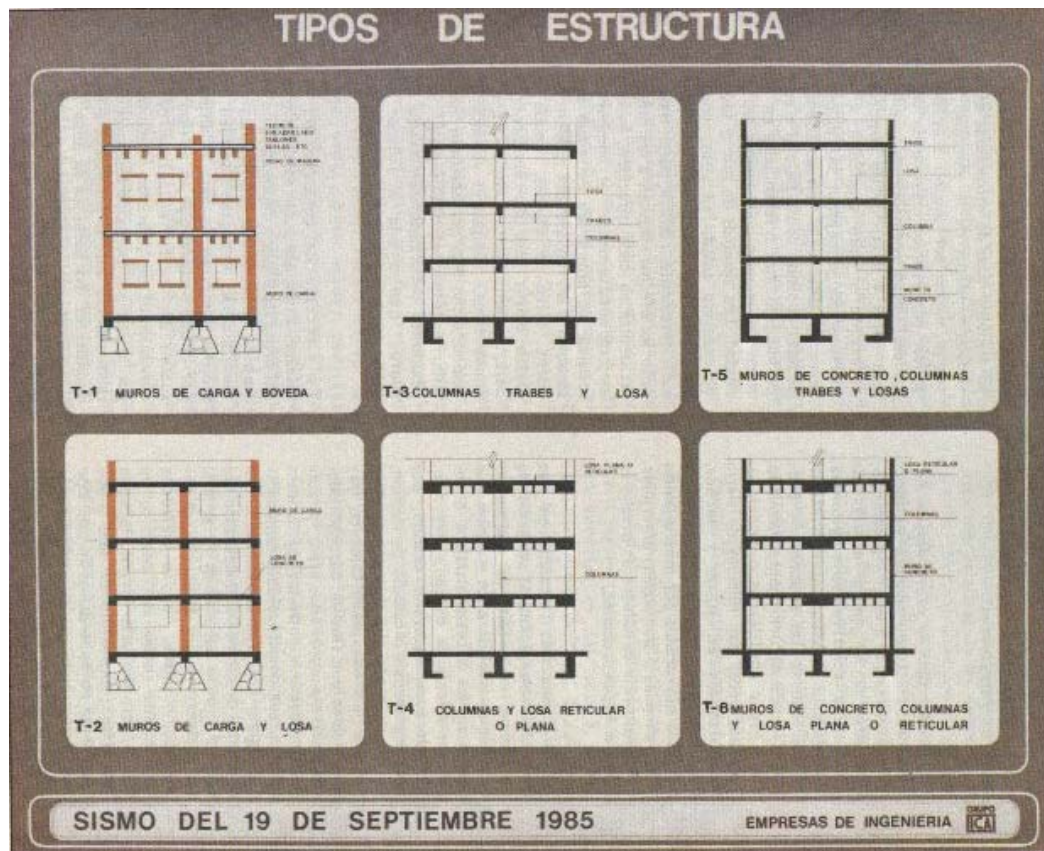


Figura 1.14. Tipos de estructuras (“Fundación ICA”, 1988)

Tabla 1.5. Número de niveles típico para cada tipo de estructura (“Fundación ICA”, 1988)

Tipos de estructura	Número máximo de niveles
Tipo 1	4
Tipo 2	8
Tipo 3	40
Tipo 4	20
Tipo 5 y 6	52

1.3.2. Tipos de daños más comunes y posibles causas de ellos

Las estructuras que sufrieron mayores daños fueron aquellas cuyos periodos de vibración fueron cercanos a los dominantes en el movimiento del suelo, dado a que la respuesta dinámica de estas estructuras se incrementó notablemente; debido al fenómeno de resonancia. Por ello, la mayor parte de los daños se concentró en edificios de mediana altura, entre seis y 15 niveles, ubicados en la zona de terreno blando de la ciudad.

Las fallas más comunes en estructuras de concreto fueron las siguientes (“Fundación ICA”, 1988):

- Desmoronamiento inclinado de las trabes en la proximidad de sus extremos debido a tensión diagonal. En un buen número de casos aparecieron dos grietas formando una cruz, como consecuencia de la inversión de esfuerzos.(fig. 1.15)



Figura 1.15. Falla en trabes por cortante (“Fundación ICA”, 1988)

- Desprendimiento y desmoronamiento del concreto en la parte inferior de las trabes cerca de la unión con las columnas, como consecuencia del exceso de compresión por flexión y de pandeo del acero de refuerzo del lecho inferior de las trabes. En algunos casos se observó que había el mismo tipo de daño en las partes superior e inferior de las trabes, causado por inversión de momentos flexionantes (fig.1.16).



Figura 1.16. Falla en trabes por compresión (“Fundación ICA”, 1988)

- Deslizamiento o punzonamiento de las columnas en los capiteles de estructuras de losa plana aligerada (estructura tipo 4) provocado por tensión diagonal (fig.1.17).



Figura 1.17. Fallas en losas aligeradas (“Fundación ICA”, 1988)

- Agrietamiento inclinado de las columnas, provocado por tensión diagonal. En la mayoría de los casos estas grietas se orientan en dos direcciones y forman una cruz, por efecto de inversión de esfuerzos (fig.1.18); en otros casos las grietas se orientan en una sola dirección, sobre todo en estructuras que sufrieron asentamientos diferenciales antes o durante el sismo.



Figura 1.18. Fallas en columnas (“Fundación ICA”, 1988)

- Desprendimiento y desmoronamiento del concreto de las columnas, así como pandeo del acero de refuerzo, como consecuencia de la repetida inversión de esfuerzos y las grandes deformaciones provocadas por el sismo (fig. 1.19). En algunos casos el confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal no era adecuado.



Figura 1.19. Fallas en columnas por escaso confinamiento lateral (Wakabayashi y Martínez, 1988)

- Agrietamientos diagonales en cruz en muros de carga o de relleno provocados por tensión diagonal al haber un exceso de carga en ambos sentidos (fig. 1.20)

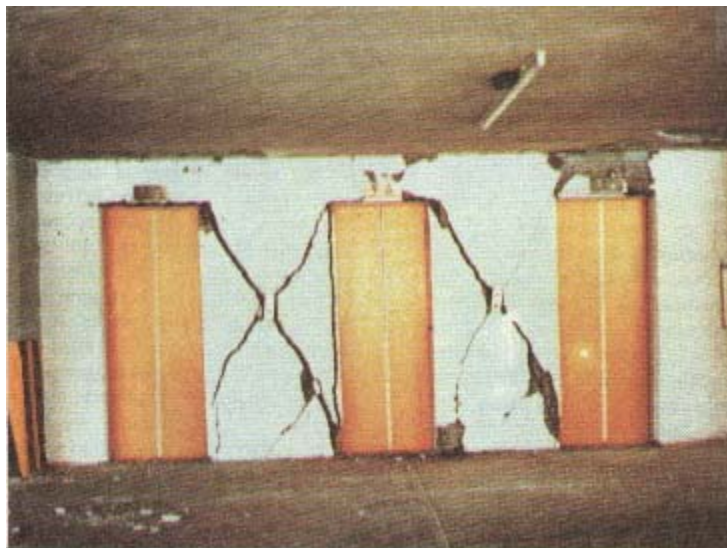


Figura 1.20. Fallas en muros (“Fundación ICA”, 1988)

1.3.3. Estadísticas de los daños

Estudios realizados en la zona de máxima destrucción definida anteriormente (Instituto de Ingeniería UNAM, ICA: ISTME, Aerofoto y Geosistemas), permitió realizar una serie de comparaciones sobre lo ocurrido, desde el punto de vista estadístico con relación a número de niveles de las estructuras dañadas, tipo de ocupación, materiales empleados en su construcción y otros. De igual manera, se realizó la cuantificación del número total de estructuras existentes de cada tipo en la zona, y con esto tener las herramientas necesarias para realizar la comparación del número de estructuras dañadas con respecto al total existente. Esto se hizo para cada uno de los diez sectores en que se subdividió la zona más dañada, que fueron los siguientes (fig. 1.13):

Sector 1. Limitado al poniente por la Av. Insurgentes y la prolongación del Paseo de la Reforma; al norte por Puente de Alvarado y Rayón; al oriente por las calles de José María Pino Suárez y Argentina y al sur por las calles de Roma, Arcos de Belén y José María Izazaga, que corresponde al centro de la ciudad.

Sector 2. Limitado al poniente por las calles de San Antonio Abad, José María Pino Suárez, Argentina, Jesús Carranza y la Calzada de Guadalupe; al norte por el Circuito Interior; al oriente por la Calzada de la Viga, Av. Circunvalación y Av. Del Trabajo y al sur por el Viaducto Miguel Alemán, incluyendo las colonias Tránsito, Tepito y Morelos.

Sector 3. Limitado al norte por las calles de José María Izazaga y Arcos de Belén; al oriente por San Antonio Abad y José María Pino Suárez; al sur por el Viaducto Miguel Alemán y al poniente por Av. Cuauhtémoc, incluyendo las colonias Obrera, Doctores y otras.

Sector 4. Definido por la Av. Paseo de la Reforma y la calle de Roma, al norte; por Cuauhtémoc al oriente; por el Viaducto Miguel Alemán y la Av. Benjamín Franklin al sur y por la calle José Vasconcelos al poniente, incluyendo las colonias Roma, Norte y Sur, Condesa e Hipódromo Condesa, entre otras.

Sector 5. Limitado por la calle Crisantema al norte; por la Av. Insurgentes al oriente; la Av. Paseo de la Reforma al sur y el Circuito Interior al poniente, incluyendo las colonias Cuauhtémoc, San Rafael y Santa María de la Ribera.

Sector 6. Definido por la Av. Insurgentes al poniente; Calzada Nonoalco al norte; Paseo de la Reforma al oriente y Av. Puente de Alvarado al sur, abarcando la Col. Guerrero.

Sector 7. Definido por Av. Insurgentes al poniente; la calle de Manuel González al norte; el Paseo de la Reforma al oriente y la Calzada de Nonoalco al sur, comprende el conjunto habitacional Nonoalco- Tlatelolco.

Sector 8. Limitado al poniente y al norte por el Circuito Interior; al oriente por Paseo de la Reforma y Calzada de Guadalupe y al sur por las calles de Manuel González y Crisantema, incluyendo la colonia exhipódromo de Peralvillo.

Sector 9. Comprende el conjunto habitacional Presidente Juárez al poniente de Av. Cuauhtémoc.

Sector 10. Limitado al norte por el Viaducto Miguel Alemán; al oriente por Calzada de la Viga; al sur las calles de Independencia y Playa Pie de la Cuesta y al poniente por Av. División del Norte, incluyendo las colonias Álamos, Postal, Nativitas, Narvarte y del Valle, entre otras. En este sector queda el centro SCOP, donde se midió la máxima aceleración del terreno, como se vió al describir las características del sismo.

Dentro de la mayoría de los estudios realizados, los datos de mayor confiabilidad, son aquellos que se obtuvieron para la identificación de estructuras con daños grave o colapso, en función de estos datos pudo definirse (Wakabayashi y Martínez, 1988) una zona de alta densidad de daño, la cual cuenta con una superficie aproximada de 27 km^2 (fig. 1.21).

Un punto importante, dentro de la observación de la zona de daños, es realizar la comparación de ésta, con respecto a las zonas más dañadas en sismos precedentes de importancia, como lo son los ocurridos el 28 de julio de 1957 y el ocurrido 14 de marzo de 1979. En la figura 1.22 se muestran las zonas con mayor densidad de daños para los tres sismos en cuestión, se observa que para el sismo del 19 de septiembre la zona tiene mayor superficie con respecto a la de los sismos pasados, y de igual manera se observa que existen zonas coincidentes con daños en los tres casos, estas se encuentran ubicadas al poniente de la zona de terreno compresible.

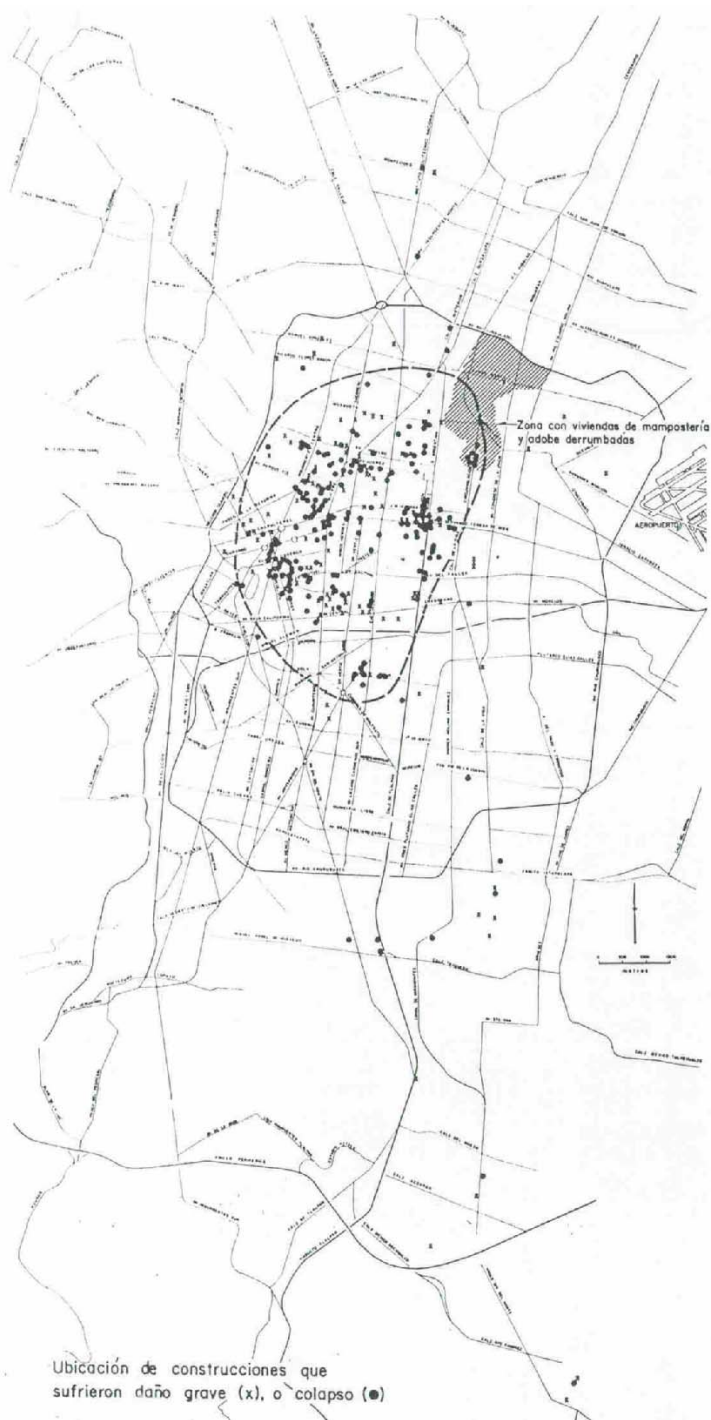


Figura 1.21. Zona con alta densidad de daños (Wakabayashi y Martínez, 1988)

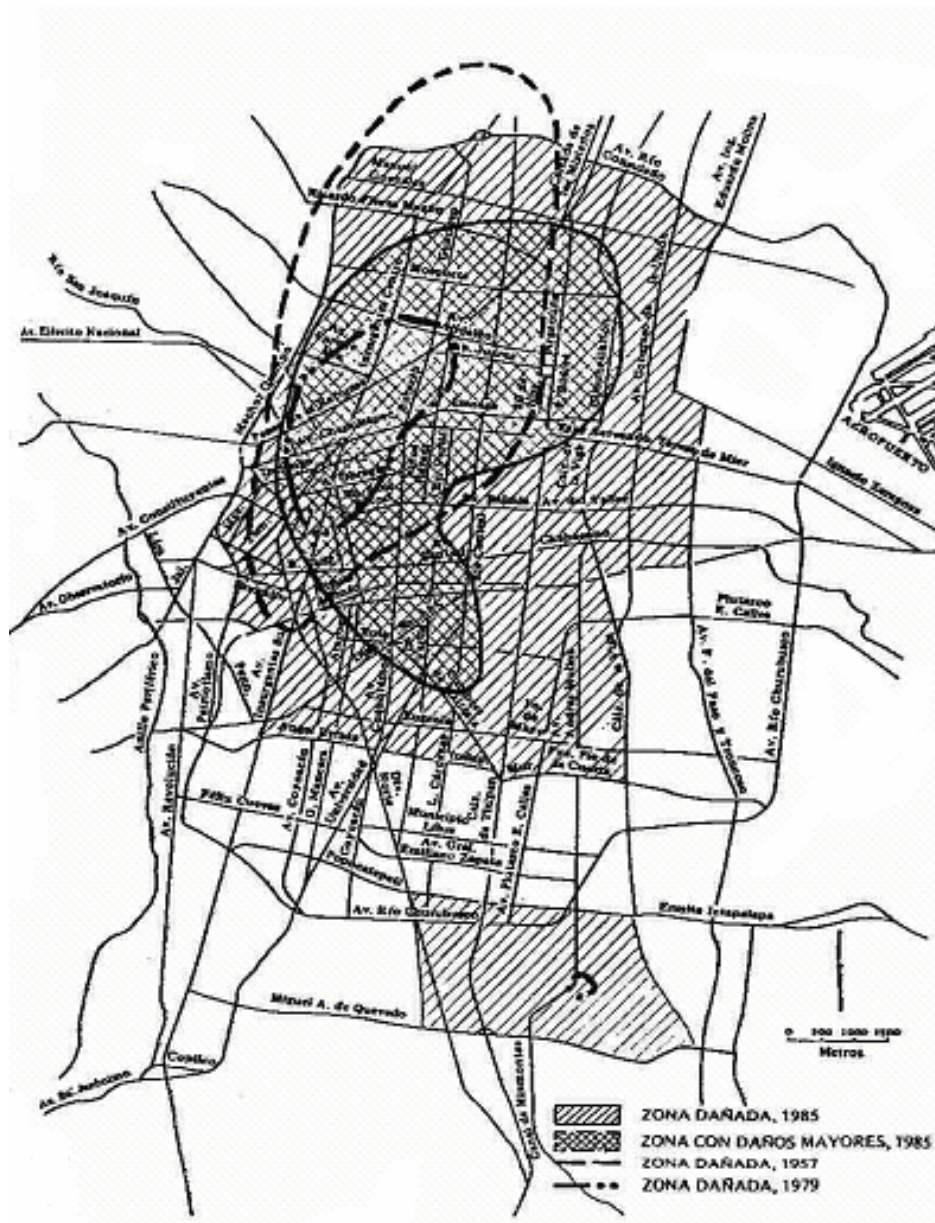


Figura 1.22. Zonas dañadas (Tena, 1986, adaptada de un informe del Instituto de Ingeniería)

1.3.3.1. Número de niveles

En la tabla 1.6 se resumen los daños observados en función del número de niveles, éstos relativos a los diez sectores mencionados.

De la tabla 1.6 se observa que las construcciones más rígidas, con periodos de vibración más cortos que los dominantes del terreno, sufrieron menor daño que aquellas construcciones con periodos de oscilación mayores.

Tabla 1.6. Resumen de daños en función del número de niveles (“Fundación ICA”, 1988)

ALTURA DE LOS EDIFICIOS														
NÚMERO DE NIVELES	SECTORES												EDIFICIOS EXISTENTES	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	SUMA	%	SUMA	Comparación relativa %
Hasta 2 (Habitación)	13	111	128	35	1	44		2		12	346	46	37,484	1.0 %
De 3 a 5	30	24	61	44	5	8		1		6	179	24	13,498	1.3 %
De 6 a 8	38	18	18	47	3	2		1	1	8	136	18	1,616	8.4 %
De 9 a 12	26	6	12	18	3				3	4	72	9	531	13.5 %
Más de 12	7	6	6	2			2		1		24	3	229	10.4 %
SUMA	114	165	225	146	12	54	2	4	5	30	757	100	53,358	1.4 %

Cabe destacar que para las estructuras entre 16 y 18 niveles no existieron daños, y para aquellas estructuras mayores a 18 niveles sólo se presentaron dos estructuras dañadas (“Fundación ICA”, 1988), lo cual hace evidente que en general, los edificios más altos sufrieron mucho menor daño que los de altura media, lo que se debe a que su respuesta dinámica fue mucho menor por ser sus periodos mucho mas largos que los dominantes del terreno.

Tabla 1.7. Resumen de daños en función del uso de las estructuras (“Fundación ICA”, 1988)

GENERO DE EDIFICIOS.														
	SECTORES													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	SUMA	%		
UNIFAMILIAR	4	37	30	26		14				8	119	16	55%	
MULTIFAMILIAR	23	72	93	64	5	21	2	1	5	9	295	39		
ADMON. PÚBLICA	16	12	20	8		3				6	65	9		
ADMO. PRIVADA	49	17	48	35	5	10		3		6	173	23		
HOSPITALES			11								11	1.5		
ESCUELAS	2	1	9	5		1					18	2		
BANCOS	7		3								10	1	45%	
RELIGIOSOS		1		1		1					3			
HOTELES	5		3	1	2						11	1.5		
FABRICAS	1	25	6	3		3				1	39	5		
CINES Y TEATROS	1		1	3		1					6	1		
CENTROS DE REUNION	6		1								7	1		
SUMA	114	165	225	146	12	54	2	4	5	30	757			

1.3.3.2. Uso de los edificios

Por lo que respecta al uso de los edificios, la tabla 1.7 muestra un resumen de daños, de la que destaca que un 55% de las 757 construcciones que tuvieron colapso total, parcial o daño grave, era de vivienda, ya sea unifamiliar o multifamiliar y el 45% restante correspondió a edificios de oficinas, tanto públicas como privadas, hospitales, escuelas, bancos, hoteles y otros usos diversos.

1.3.3.3. Sistema constructivo

La tabla 1.8 presenta un resumen de daños de acuerdo al sistema estructural empleado, de la cual se observa, que para estructuras con base en muros de carga de mampostería, de poca altura, y gran rigidez, solo sufrieron daño 1% aproximadamente de las edificaciones existentes, dicho porcentaje incremento en medida que los periodos de oscilación de los sistemas estructurales empleados y del suelo se aproximaron.

**Tabla 1.8. Resumen de daños en función del sistema estructural empleado
("Fundación ICA",1988)**

RESUMEN DE DAÑOS								
TIPO DE ESTRUCTURA	NUMERO DE NIVELES							
	1 a 2	3 a 5	6 a 8	9 a 12	más 12	TOTAL	Estructuras dañadas	%
MUROS DE CARGA	35,115	7,731	165	21	6	43,038	393	1
COLUMNAS Y LOSA RETICULAR O PLANA	384	943	462	231	107	2,127	125	6
COLUMNAS, TRABES Y LOSA	1,961	4,764	966	265	82	8,038	236	3
CON MUROS DE CONCRETO	24	60	23	14	31	155	3	2
TOTALES	37,484	13,498	1,616	531	229	53,358		
ESTRUCTURAS DAÑADAS	346	179	136	72	24		757	
%	1	1.3	8.4	13.5	10.4		1.4	

1.3.3.4. Año de construcción

La tabla 1.9 presenta un resumen de daños de acuerdo al año de construcción y al número de pisos de las estructuras, de la cual se observa claramente que las estructuras que resultaron mas dañadas fueron aquellas construidas con concreto reforzado (marcos de concreto y losa plana), y que las que menos daño sufrieron fueron las estructuras de acero.

En la tabla 1.10 se listan las características de otros tipos de fallas que se presentaron durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, así como los porcentajes de casos en que se presentaron dichas características. Destaca el porcentaje elevado de fallas de edificios en esquina, producto posiblemente, de las torsiones generadas durante el movimiento sísmico.

Tabla 1.9. Resumen de daños acorde al año de construcción y al número de Niveles de las estructuras (Instituto de Ingeniería UNAM, 1986)

ESTRUCTURACIÓN	TIPO DE DAÑO	AÑO DE CONSTRUCCIÓN			No. DE PISOS				TOTAL
		<57	57-76	>76	≤5	6-10	11-15	>15	
Marcos de concreto	Derrumbe Grave	27	51	4	27	46	8	1	82
		16	23	6	10	22	6	1	45
Marcos de acero	Derrumbe Grave	7	2	0	4	3	1	1	9
		1	3	0	0	0	2	2	4
Losa plana	Derrumbe Grave	8	62	21	36	49	5	1	91
		4	22	18	5	26	12	1	44
Mampostería	Derrumbe Grave	6	5	2	11	2	0	0	13
		9	13	1	22	1	0	0	23
Otros	Derrumbe Grave	4	5	2	12	2	0	0	14
		0	4	2	2	4	0	0	6
Total	Derrumbe y Grave	82	193	56	129	161	34	7	331

Tabla 1.10. Resumen de daños acorde a la característica principal que indujo la falla (Meli y Miranda, 1986)

Características que influyeron en la falla	Porcentaje de casos en que se observó la característica
Asimetría notable de rigidez	15 %
Edificio de esquina	42 %
Primer piso flexible	8 %
Columnas cortas	3 %
Sobrecarga excesiva	9 %
Hundimientos diferenciales previos	2 %
Problemas de cimentación	13 %
Choque con edificios cercanos	15 %
Daños previos por sismos	5 %
Punzonamiento de losas reticulares	4 %
Falla en pisos superiores	38 %

CAPÍTULO II

METODOLOGÍAS PROPUESTAS PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA SIMPLIFICADA

Las metodologías existentes para la evaluación sísmica simplificada se separarán en dos grupos en los cuales se diferencia los requisitos necesarios para la aplicación del método. El primer grupo de métodos no requiere de la ocurrencia de un evento sísmico para su aplicación, en tanto que para el segundo grupo, éste es un aspecto indispensable.

2.1. MÉTODOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA QUE NO REQUIEREN DE LA OCURRENCIA DE UN EVENTO SÍSMICO PARA SU APLICACIÓN

2.1.1. Método simplificado japonés de evaluación

La metodología a seguir en el método simplificado japonés (Iglesias *et al.*, 1987; Guerrero *et al.*, 1997; Isidro y Gama, 1997) comprende de tres niveles con distinto grado de precisión. Los dos primeros permitirán jerarquizar los inmuebles de acuerdo con su nivel de seguridad, en forma aproximada. El tercero consiste en un análisis detallado de la estructura, que será necesario si así se desprende del resultado obtenido en los niveles anteriores.

La metodología que se sigue en este caso, corresponde al diagrama de actividades de la figura 2.1. En él se muestran las alternativas que generan los diferentes niveles de evaluación.

A continuación se describen de manera general los distintos pasos que constituyen el proceso de evaluación ("Manual", 1988).

2.1.1.1. Evaluación nivel 1

Este nivel de evaluación se basa en una inspección visual del inmueble, que permite clasificar su nivel de seguridad con base en la observación de su estructuración, del comportamiento de su cimentación, de su ubicación y del deterioro que presente.

La recolección de la información se debe realizar con ayuda del formato correspondiente al nivel 1 (el cual se encuentra disponible en la referencia citada con anterioridad) y únicamente se requiere tener libre acceso al edificio.

Con los datos obtenidos de la inspección, se estiman algunas características básicas como el periodo del edificio, las que permiten clasificar el inmueble de acuerdo con el nivel estimado de seguridad. Con esta clasificación es posible definir si el nivel de seguridad es adecuado, si es necesario proceder a una evaluación con el nivel 2, o si en definitiva se

requiere de un análisis detallado (nivel 3) que pueda finalmente conducir a un proyecto de reparación o refuerzo.

El procedimiento de evaluación consiste en asignar una calificación a cada uno de cinco índices que representan los aspectos más relevantes que afectan la seguridad sísmica de una construcción. Los índices propuestos son los siguientes:

- I. Estructuración en planta
- II. Estructuración en elevación.
- III. Cimentación
- IV. Ubicación
- V. Deterioro

Cada índice se califica en tres niveles que se asocian a los términos bajo, intermedio y alto, según la relevancia del problema. A la calificación de cada índice se asigna un valor numérico. La suma de las calificaciones correspondientes a los cinco índices define el nivel de seguridad sísmica, de la cual depende la necesidad de proceder a un nivel superior de evaluación.

2.1.1.2. Evaluación nivel 2

La información complementaria que se necesita, requiere de una inspección más detallada que la correspondiente al nivel anterior, aplicando mayor énfasis en la detección de posibles daños ocultos o de reparaciones previas, pero sobre todo, que incluya las dimensiones de los claros, las alturas de entrepiso, y las secciones de todos los elementos de sustentación (columnas y muros) en cada planta.

El método simplificado japonés de evaluación permite determinar el coeficiente de resistencia del edificio “K”. Este valor se compara con el nivel de intensidad correspondiente a la zona en que se ubica el inmueble según un mapa de intensidades para determinar su nivel de seguridad.

La clasificación de la estructura correspondiente a este nivel de evaluación permite definir si el nivel de seguridad es adecuado, o si es necesario proceder a una evaluación detallada que aclare la posible necesidad de un proyecto de reparación o refuerzo. Es importante subrayar que la aplicación del método simplificado en edificios de más de diez niveles, aunque puede seguir siendo un parámetro indicativo del estado del inmueble, pierde la precisión necesaria para utilizarse como único elemento de juicio. En estos casos, será necesario apoyarse en mediciones *in-situ* del periodo de la estructura, que junto con procedimientos aproximados de análisis permitan estimar su flexibilidad.

2.1.1.3. Evaluación nivel 3 (evaluación detallada)

Por evaluación detallada se entiende aquélla que determina la capacidad sísmica del edificio, siguiendo los procedimientos de análisis y revisión que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El resultado de esta evaluación puede concluir finalmente con la necesidad de efectuar la reparación o el refuerzo de la estructura.

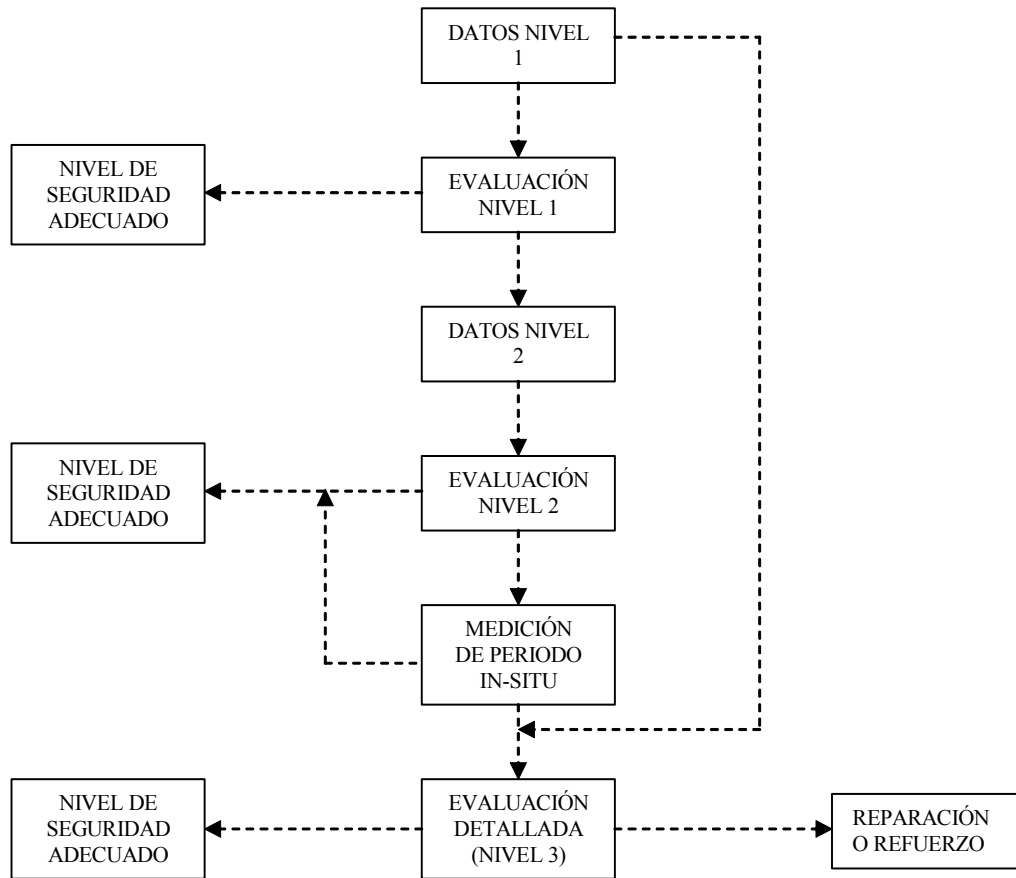


Figura 2.1. Metodología para la evaluación de la capacidad sísmica de edificios (“Manual”, 1988)

2.1.2. Método simplificado propuesto para la evaluación de construcciones de adobe

El empleo del adobe como material de construcción es común, principalmente en países en vías de desarrollo. Este tipo de estructuras no cuentan, en general, con un diseño estructural apropiado.

La metodología propuesta para la evaluación de la capacidad sísmica de construcciones de adobe (Vera *et al.*, 2000) se basa principalmente en resultados de pruebas de laboratorio y la observación de daños en sismos recientes.

El método se enfoca en la predicción del comportamiento de las estructuras de adobe, y considera básicamente dos tipos de falla, dentro de las que figuran las fallas por cortante y por flexión perpendicular al plano del muro, dado que éstas son las que se presentan con mayor frecuencia durante los eventos sísmicos.

La seguridad de la estructura se relaciona con el indicador del comportamiento estructural (I_o), el cual se determina para cada tipo de falla a considerar, siendo el menor el que indique el nivel de vulnerabilidad de la estructura.

Los pasos a seguir son los siguientes.

1. determinación de los siguientes parámetros:

- Coeficiente sísmico (c)
- Factor de comportamiento sísmico (Q)
- Peso de la estructura (W)
- Área en planta de la estructura (A)
- Peso volumétrico del material (γ)
- Espesor de los muros (t)
- Esfuerzo cortante resistente del material (v_r)
- Peso total por unidad de longitud (w_m)
- Coeficiente que considera las restricciones de los muros (k)

Como se observa varios de estos valores deben obtenerse *in-situ*, y algunos mediante pruebas de laboratorio.

Para el caso en que se considera la revisión por cortante, el nivel de seguridad de la construcción se obtiene mediante la relación existente entre la fuerza cortante resistente y la fuerza cortante actuante.

$$I_o = v_r \sum li / c(W / Q) \quad (2.1)$$

donde:

$\sum li$ – Longitud de muros en la dirección de estudio. No deben considerarse aquellos muros con longitud menor a 1.3 m.

En el caso en que la revisión se realiza en función del momento flexionante, el nivel de seguridad de la construcción se obtiene mediante la relación existente entre el momento flexionante resistente y el momento flexionante actuante.

$$I_o = (f_t t^2 / 6) / (c w_m x^2 / Qk) \quad (2.2)$$

donde:

f_t = Esfuerzo flexionante resistente.

x = valor menor entre la altura del muro y $L/2$

El valor de I_o debe afectarse por un factor de corrección, el cual toma en cuenta el deterioro de la estructura (F_d), irregularidades de la estructura (F_r) y calidad de la construcción (F_c), los valores de dichos factores se presentan en Vera, 1997. El factor de corrección se estima de la siguiente manera:

$$FR = F_d * F_r * F_c \quad (2.3)$$

El nivel de vulnerabilidad que presenta la estructura se expresa mediante el índice de vulnerabilidad (I) como:

$$I = I_o * FR \quad (2.4)$$

2.1.3. Métodos simplificados con base en espectros inelásticos

2.1.3.1. Método propuesto por Tena

Una de las principales preocupaciones en la ingeniería sísmica ha sido el estimar de una manera sencilla la respuesta no lineal de las estructuras ante sismos intensos, con la finalidad de poder incorporar, en forma simple, estos conceptos en las normas de diseño sísmico de estructuras en los reglamentos. Por años se ha utilizado el concepto de espectros no lineales de ductilidad, en el cual se determinan envolventes de isoductilidades para sistemas de un grado de libertad ante una excitación dada y un modelo de comportamiento histerético postulado. Este planteamiento se ha utilizado, entre otras cosas, para definir los espectros no lineales de diseño de la mayoría de los reglamentos con recomendaciones de diseño sísmico del mundo, en los cuales se acotan las demandas de ductilidad que sistemas estructurales específicos pueden desarrollar dependiendo de las características del material y del sistema estructural mismo (Tena, 1998).

El concepto de espectro no lineal de ductilidad ha demostrado ser práctico para fines de diseño estructural original; sin embargo, el concepto de espectro de diseño basado en espectros no lineales de ductilidad no resulta práctico para la evaluación o revisión de sistemas estructurales existentes, ya que se pierde mucho tiempo evaluando una estructura, utilizando generalmente un método de análisis elástico en la determinación de las fuerzas internas actuantes en un edificio; las fuerzas internas calculadas y amplificadas por los factores de carga se comparan contra la capacidad resistente de los elementos permitida por el reglamento en cuestión. Esta metodología se considera ineficiente para la revisión de una estructura existente, ya que ésta puede estar lejos de ser elástica y, además, la revisión estructural sería más congruente si se combinan criterios de capacidad última con pruebas experimentales tales como vibración ambiental o vibración forzada y con lo que se define como espectros de demandas de ductilidad (Tena, 1998).

Los espectros de demandas de ductilidad relacionan las demandas de ductilidad de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una resistencia lateral dada, es decir, los espectros de demandas de ductilidad son espectros de isorresistencias (Tena, 1998).

Por tanto, Tena (1998) propone una metodología de evaluación sísmica simplificada de estructuras que implica el cálculo de espectros de demandas de ductilidad, ya que son de

gran utilidad para la revisión de estructuras existentes ante sismos, puesto que la capacidad de la estructura puede estimarse por medio de análisis al límite, análisis estáticos no lineales ante carga lateral creciente monótona (análisis “push-over”) o crudamente asociando las resistencias laterales mínimas que una estructura diseñada conforme a los lineamientos de un reglamento específico debiera tener si se cumplieron con todas las recomendaciones estipuladas por ese reglamento, mientras que el periodo de la estructura puede estimarse por medio de pruebas de vibración ambiental, vibración forzada, del análisis espectral de los registros en caso de estructuras instrumentadas sísmicamente, de modelos estructurales que existan del proyecto de diseño o que se elaboren ex profeso para la revisión ó, en su defecto, utilizando modelos estructurales más simplificados que los que se utilizan para fines de diseño estructural. Cabe señalar que los periodos estimados con estas distintas opciones conducen generalmente a valores distintos para una misma estructura, por lo que esto debe tomarse en cuenta cuando se evalúen las incertidumbres asociadas al periodo estimado.

Una vez definida la capacidad sismo-resistente última de la estructura y su periodo fundamental, se pueden calcular las demandas de ductilidad que ésta debe ser capaz de desarrollar para comportarse satisfactoriamente y, en función a las características de detallado con que cuente la estructura en evaluación, decidir si se requieren de estudios adicionales o si la estructura no debe, en teoría, encontrarse en una condición vulnerable. Este procedimiento resulta más sencillo y más rápido de ejecutar que el método tradicionalmente utilizado en la evaluación sísmica de estructuras existentes e involucra conceptos de capacidad de una manera congruente. Además, se pueden valorar las incertidumbres en la estimación de la resistencia y el periodo (rigideces y/o masas) de la estructura de una manera más sencilla y determinar las implicaciones de estas incertidumbres, al poder visualizar las tendencias que estos espectros, basados en sistemas de un grado de libertad, nos sugieren (Tena, 1998).

Tena (1998) considera que el concepto de espectros de demandas de ductilidad permitirá desarrollar una metodología robusta y sencilla para la evaluación sísmica de estructuras existentes, pudiendo tomarse en cuenta, además, las características de los materiales y de los sistemas estructurales utilizados, así como el sitio donde se ubican las estructuras.

La metodología descrita en este punto se ilustra en la figura 2.2 y será la que se empleará en el desarrollo de este proyecto, por lo que se abundará con mayor detalle posteriormente.

En la figura 2.3 se ilustran algunos de los procedimientos optativos para determinar la capacidad resistente de un sistema estructural sometido a carga lateral, resaltando que la forma en que se determinará dicha propiedad en este proyecto estará basada en la estimación aproximada mediante reglamentos, acorde al año de construcción del inmueble.

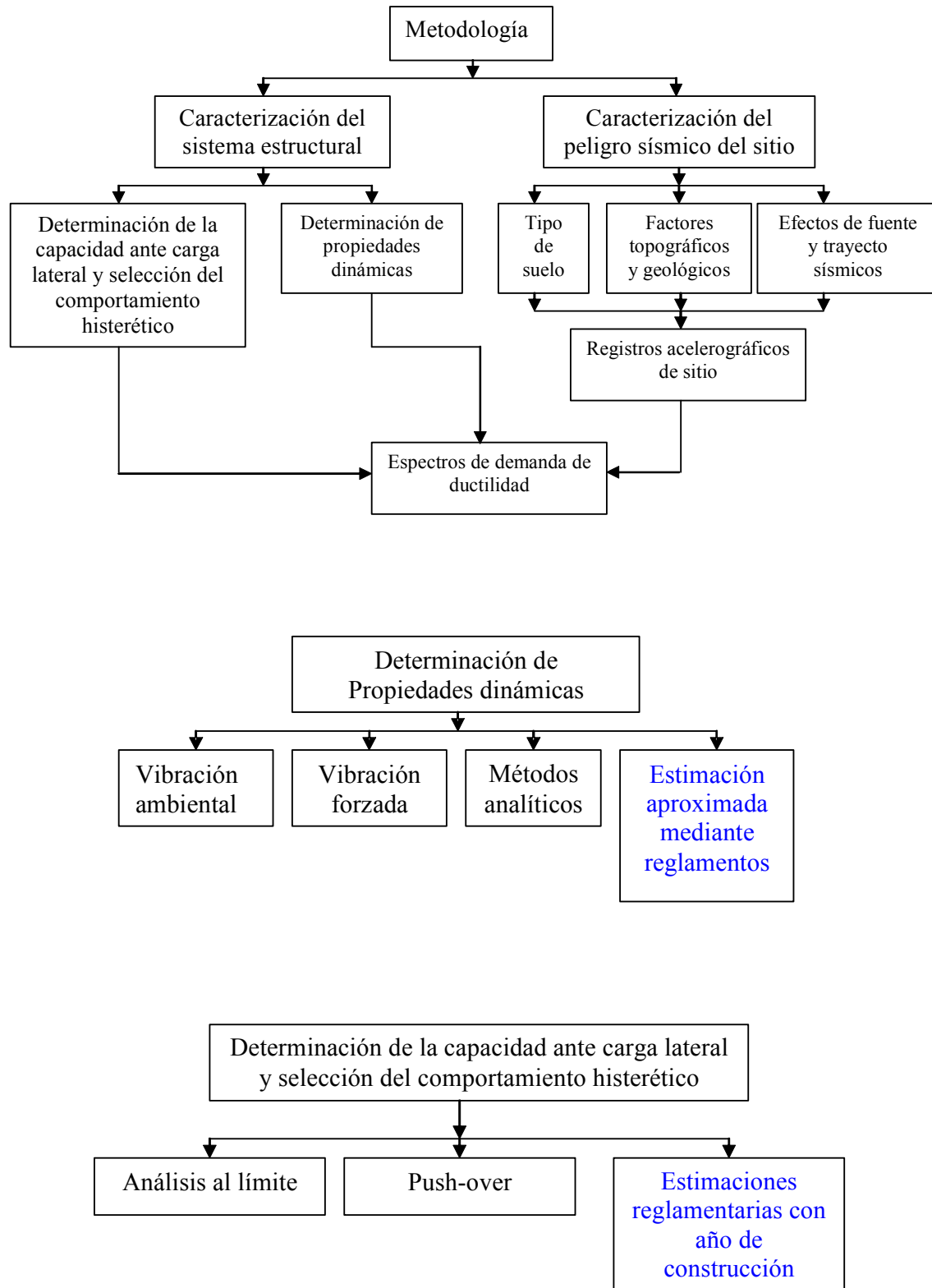
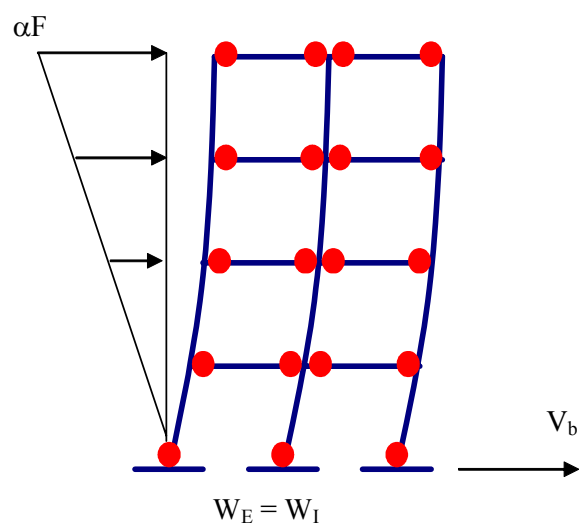


Figura 2.2. Metodología propuesta por Tena para la evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes (Tena, 1998)

ANÁLISIS AL LÍMITE



ANÁLISIS PUSHOVER

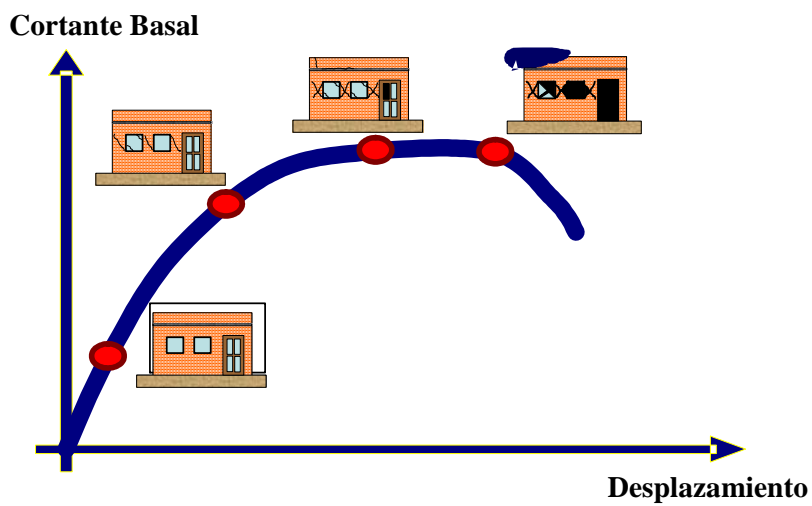


Figura 2.3. Procedimientos optativos para determinar la capacidad resistente de un sistema estructural sometido a carga lateral (Ilustraciones cortesía Dr. Amador Terán)

2.1.3.2. Método propuesto por Blondet y Loaiza

La metodología propuesta por Blondet y Loaiza (2002) marca en primera instancia, la selección de las estructuras a analizar, así como la identificación de su sistema estructural y materiales de construcción empleados.

Debe realizarse una clasificación de los eventos sísmicos probables de la región en estudio, esto en función de la probabilidad de ocurrencia, el periodo de retorno y la máxima aceleración del terreno. La capacidad de los elementos estructurales se caracteriza a través de sus modos típicos de falla, su correspondiente agrietamiento y su resistencia última. Se asigna a cada tipo de construcción un nivel permisible de ductilidad global. Estos parámetros pueden determinarse con base en la observación del comportamiento de sistemas similares durante sismos pasados, o a través de pruebas de laboratorio. Se realiza un análisis espectral dinámico para movimientos del terreno a cada nivel sísmico estipulado.

Para el caso de sismos frecuentes u ocasionales, se supone una respuesta elástica, en tanto que para el caso de sismos raros (con magnitud mayor a los ocasionales) se supone un comportamiento inelástico, y se emplean espectros de ductilidad constantes para analizar las estructuras. El daño estructural se estima mediante las relaciones capacidad-demanda correspondiente a los niveles de agrietamiento y resistencia última para cada elemento. Se realiza la comparación entre las demandas de ductilidad asociadas a las distorsiones de entrepiso y la ductilidad permisible de la estructura, esto para estimar el daño global y la probabilidad de colapso.

El procedimiento desarrollado para la predicción del comportamiento sísmico se ilustra en el diagrama de flujo de la figura 2.4.

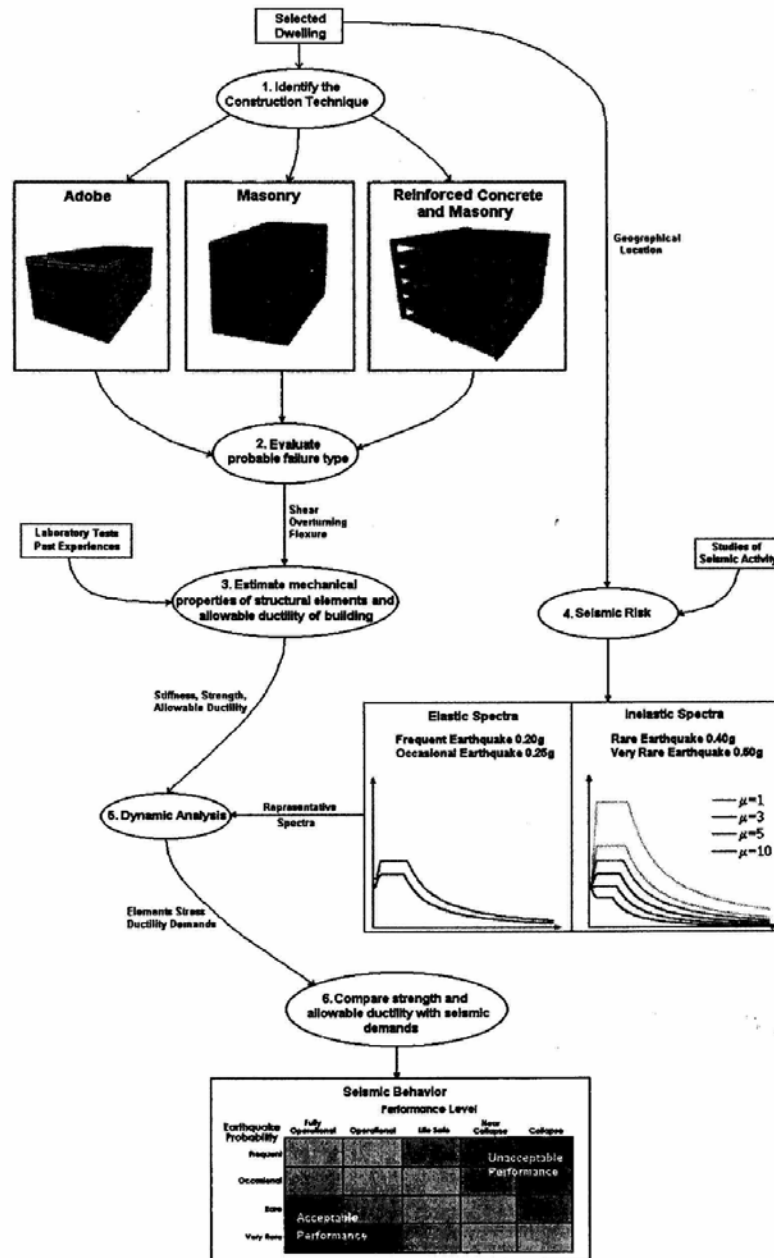


Figure 7. Flow diagram for evaluation of seismic vulnerability

Figura 2.4. Diagrama de flujo para la predicción del comportamiento sísmico (Blondet y Loaiza, 2002)

2.1.3.3. Método propuesto por Gómez, Juárez e Iglesias

Gómez y colaboradores realizaron en 1993 una investigación con el objeto de estudiar la distribución de intensidades de los sismos del 8 febrero de 1988 ($M_s = 5.8$) y del 25 de abril de 1989 ($M_s = 6.9$) en la Ciudad de México, esto mediante parámetros representativos de su capacidad destructiva, empleando para el análisis de los sismos tanto el concepto de intensidad de Arias como el de demandas máximas de ductilidad sobre edificios típicos.

La intensidad de Arias representa la suma de las energías disipadas, por unidad de peso de todas las estructuras de una población con frecuencias uniformemente distribuidas, como consecuencia del movimiento inducido por un sismo (Gómez *et al.*, 1993). El modelo estructural considerado por Gómez y colaboradores es el de un sistema lineal de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso. Para evaluar la intensidad de Arias en la dirección x y los autores emplean las siguientes expresiones

$$I_{xx} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} ax^2(t) dt \quad (2.5)$$

$$I_{xy} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} ax(t)ay(t) dt \quad (2.6)$$

donde:

$ax(t)$ = aceleración del terreno en el tiempo t , en la dirección x

$ay(t)$ = aceleración del terreno en el tiempo t , en la dirección y

t_0 = duración total del acelerograma

g = aceleración de la gravedad

Mediante el cálculo de los valores anteriores los autores construyeron el tensor de intensidades de Arias, a partir del cual obtuvieron las intensidades principales y sus direcciones para un sitio específico.

En la figura 2.5 se muestran las intensidades máximas, en cm/seg, de las 65 estaciones que registraron el temblor del 25 de abril de 1989; de la que es interesante observar que sus direcciones son generalmente similares en estaciones cercanas, y que en conjunto definen las direcciones principales del movimiento del terreno. Así, en la parte central de la ciudad, las direcciones de las estaciones que se encuentran al sur del zócalo hacen evidente la interacción entre el Cerro de la Estrella, el centro histórico y la zona de transición, en dirección noroeste-sureste, lo que da lugar a la máxima intensidad calculada: 52 cm/seg, en la colonia Buenos Aires (Gómez *et al.*, 1993).

La intensidad de Arias es un parámetro basado en conceptos lineales, los cuales son insuficientes para describir con exactitud la capacidad destructiva de un sismo, puesto que la mayoría de las estructuras se comportan inelásticamente durante eventos intensos sobre todo durante sismo de gran duración como los que se registraron en la Ciudad de México en 1985. Por esta razón los autores complementaron los resultados del estudio mediante el cálculo de las demandas máximas de ductilidad derivadas del análisis dinámico no – lineal de la respuesta de sistemas de un grado de libertad (SUGL).

Se entiende como ductilidad requerida μ al cociente del valor absoluto del desplazamiento máximo δ_{\max} de un SUGL bajo la sollicitación de un sismo, entre su desplazamiento de fluencia δ_y :

$$\mu = \frac{|\delta_{\text{máx}}|}{\delta_y} \quad (2.7)$$

Los autores al trabajar con varios SUGL de diferentes periodos y características elastoplásticas, con un porcentaje específico del amortiguamiento crítico β , obtuvieron para un intervalo de valores, una gráfica que representa el espectro de ductilidad requerida máxima como un índice del potencial destructivo local. Con esto los autores pudieron emplear los espectros de ductilidad para estimar la intensidad sísmica de una manera más precisa.

Dado que las intensidades de las aceleraciones de los sismos que Gómez y colaboradores contemplaron en el estudio no eran suficientes para producir deformaciones inelásticas significativas, procedieron a realizar el escalamiento de los acelerogramas, con la finalidad de obtener excitaciones equivalentes a las producidas por un sismo de magnitud similar al de 1985.

El procedimiento empleado por Gómez y colaboradores para realizar el escalamiento sísmico consistió en afectar al acelerograma base (1989) por un factor de escala el cual está basado en la comparación de las intensidades de Arias de los sismos del 25 de abril de 1989 y el del 19 de septiembre de 1985, dicho factor se obtuvo para cada una de las estaciones de interés de la manera siguiente:

$$f_{\text{escala}} = \sqrt{\frac{IM_{\text{áx}}_{85}}{IM_{\text{áx}}_{89}}} \quad (2.8)$$

donde:

$IM_{\text{áx}}_{85}$ = Intensidad de Arias máxima registrada durante el temblor del 19 de septiembre 1985

$IM_{\text{áx}}_{89}$ = Intensidad de Arias máxima registrada durante el temblor del 25 de abril 1989

Durante el proceso de obtención de los mapas de ductilidad los autores únicamente contemplaron estructuras tipo con periodos mayores a 1.5 segundos y con esto mantener el valor de sobrerresistencia con un valor constante e igual a dos ($F_{Sr} = 2$).

La figura 2.6 muestra los espectros de ductilidad de seis estaciones, que corresponden a los sitios con las mayores demandas de ductilidad y los mayores valores de la intensidad de Arias para el sismo de 1989.

Con la información obtenida de los espectros de ductilidad, Gómez y colaboradores construyeron mapas de las demandas máximas durante el sismo de 1989, para determinados intervalos de periodos. La figura 2.7 presenta las curvas de ductilidad máxima para un intervalo de 1.9 a 2.1 seg. en el cual se aprecia bastante coincidencia con la distribución y orientación de las intensidades máximas de la figura 2.5, asimismo, se puede observar que las mayores demandas de ductilidad para este sismo se ubican nuevamente entre el cerro de la estrella, la zona de transición y el centro histórico, así como en la extensa zona del lago entre Xochimilco y Tláhuac.

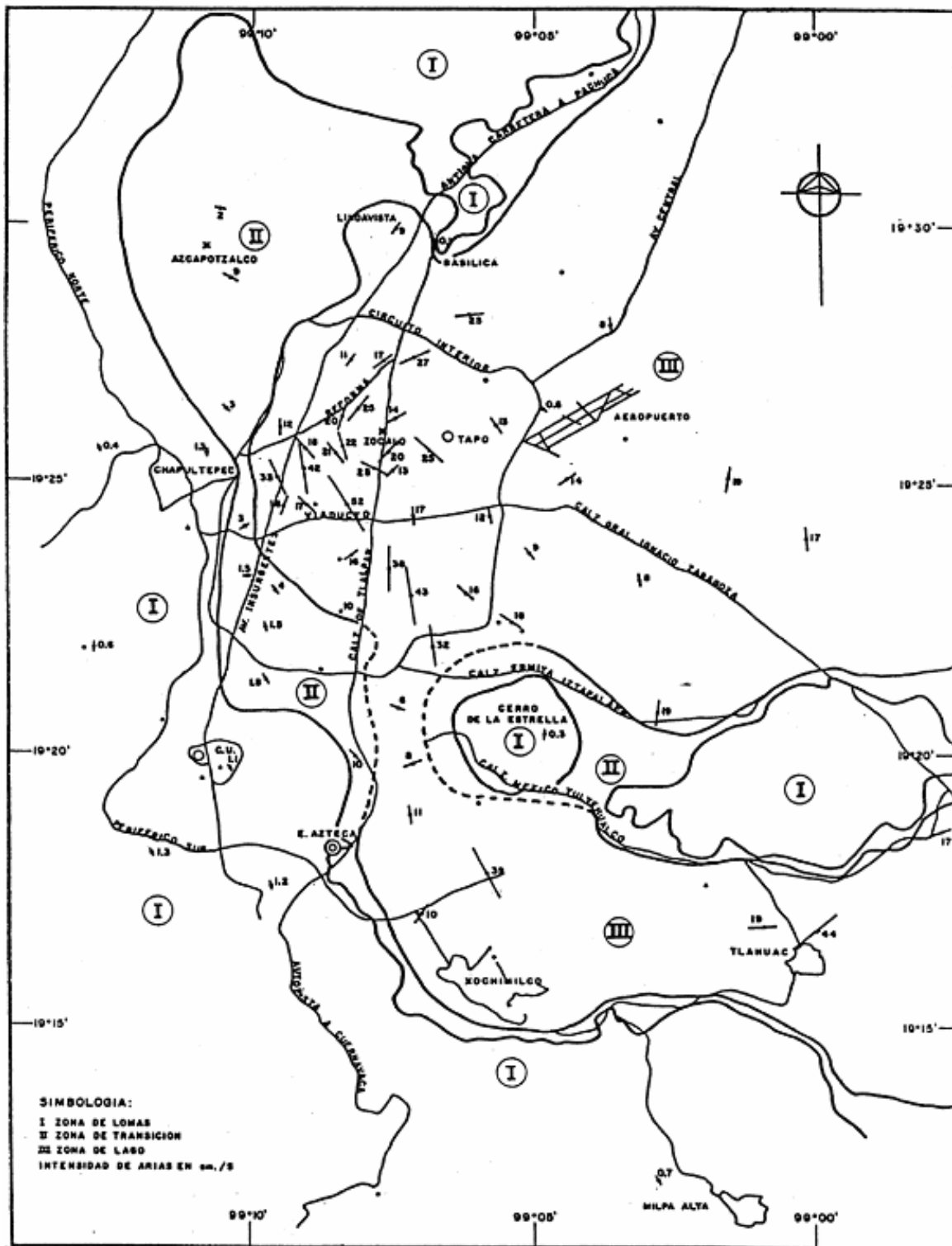


Figura 2.5. Intensidades de Arias del sismo del 25 de abril de 1989 en la ciudad de México (Gómez *et al.*, 1993)

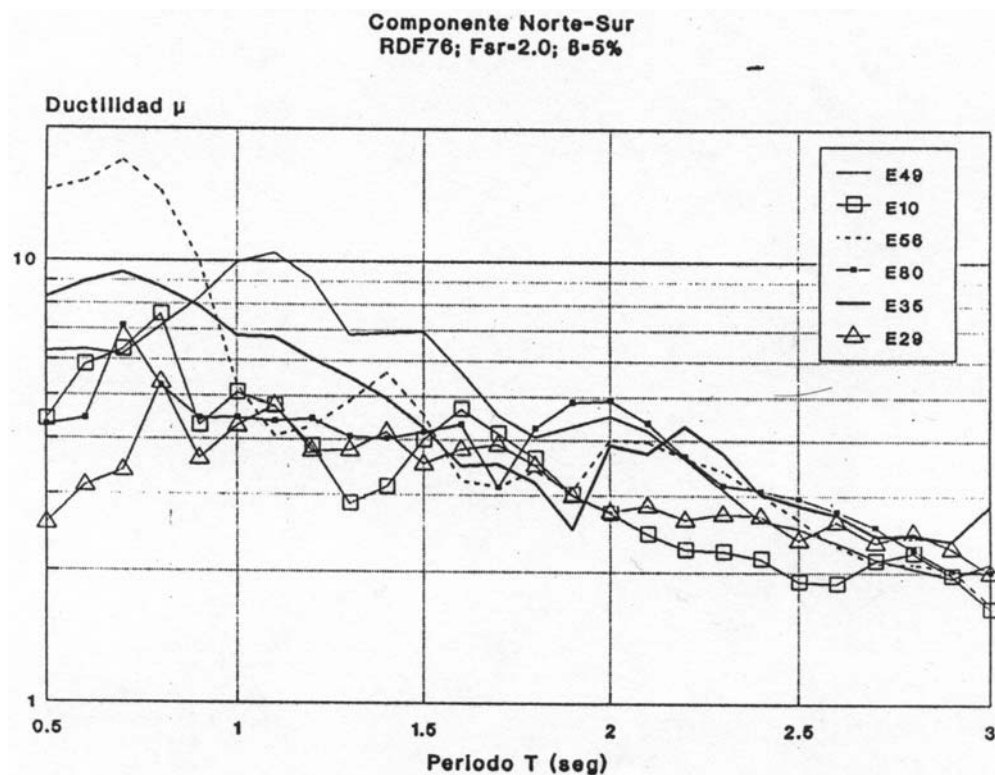


Figura 2.6. Espectros de ductilidad en seis estaciones, obtenidos al escalar los acelerogramas del sismo del 25 de abril de 1989 (Gómez *et al.*, 1993)

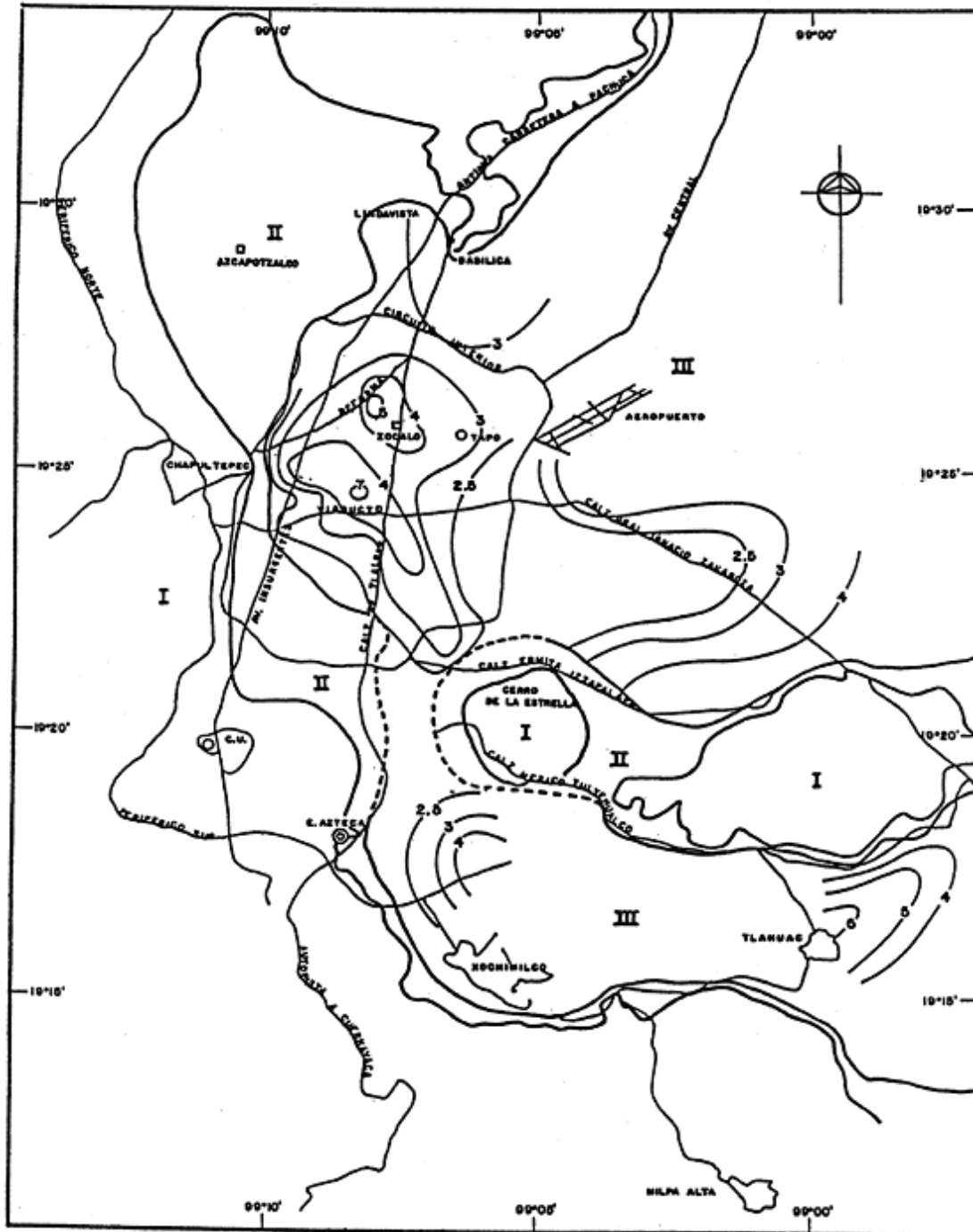


Figura 2.7. Curvas de ductilidad máxima para SUGL's con periodos entre 1.5 y 1.8 seg.
(Gómez *et al.*, 1993)

2.1.4. Métodos basados en criterios de diseño por desempeño

2.1.4.1. Metodología propuesta en FEMA 356

La metodología propuesta en FEMA 356 (2000), considera realizar un proceso de rehabilitación a construcciones que así lo requieran. Esta metodología cuenta con diversos procesos y niveles de evaluación. Las metodologías de evaluación de FEMA 356 (antes FEMA 273) requieren de ingenieros muy especializados para su aplicación.

La metodología propuesta en FEMA 356 está basada en criterios de diseño por desempeño, con base en los cuales se deben determinar los objetivos a alcanzar en una posible rehabilitación, en los que intervienen tanto los niveles del riesgo sísmico como los niveles de comportamiento estructural a considerar (Tabla 2.1).

Tabla 2.1. Matriz de desempeño (FEMA 356, 2000)

		NIVELES DE COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA			
		Operación	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Nivel de riesgo Sísmico	50% en 50 años	a	b	c	d
	20% en 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% en 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% en 50 años)	m	n	o	p

En los porcentajes asociados al nivel de riesgo sísmico, se indica la probabilidad de excedencia en un periodo determinado. De la tabla 2.1 se observa que existen niveles de desempeño inaceptables, como es el caso de la casilla “d”, que indica la posibilidad de colapso de la estructura ante un sismo de relativa frecuencia.

En FEMA 356 se indican los niveles de desempeño tanto estructural como no estructural y su nivel de daño asociado, tanto en elementos verticales como horizontales (Fig. 2.8).

La metodología requiere de una recopilación previa de información relevante de la estructura, dentro de la que se encuentra la configuración del sistema estructural, detallado, conexiones, resistencia de los materiales, etc. Se deben considerar aquéllos datos de elementos no estructurales que afecten las fuerzas y deformaciones que experimentan los elementos estructurales durante su respuesta sísmica. Debe realizarse al menos una visita al sitio de la estructura, para observar ciertas características, tales como cimentación,

configuración de los componentes, y corroborar que la información recopilada con anterioridad sea representativa.

Se requiere de una recopilación detallada de datos referentes al proceso constructivo de la estructura, componentes, sitio y construcciones adyacentes, para con esto seleccionar el procedimiento de análisis más adecuado. Los requerimientos mínimos de información y los criterios a seguir en caso de carecer de alguna información que pueda ser relevante se especifica en FEMA 356.

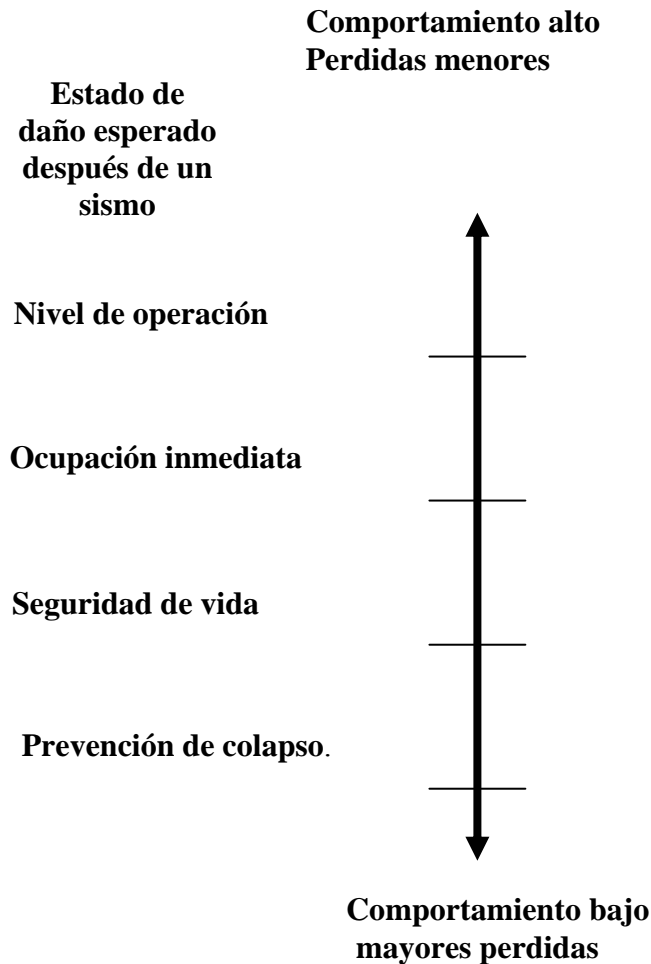


Figura 2.8. Niveles de comportamiento estructural y rangos (“FEMA 356”, 2000)

Para tomar en cuenta las incertidumbres en el proceso de recolección de datos, debe seleccionarse un valor del factor k acorde a lo especificado en FEMA 356. El factor k es un factor de incertidumbre que ha sido establecido acorde con el nivel y confianza con que se recopilan los datos, y esto se categoriza en una recopilación mínima, usual o completa.

En FEMA 356 (2000) se proponen dos metodologías para valorar la rehabilitación de una estructura, la primera opción consiste de un método simplificado y la segunda de un método sistemático. Los requerimientos para la aplicación de cada uno de ellos se especifican en la referencia citada. Las metodologías para valorar rehabilitaciones requieren

a su vez de procedimientos de análisis, de los cuales debe seleccionarse cual es el más adecuado para cada caso particular.

Dentro de la valoración de la rehabilitación, se deben realizar análisis de la estructura para determinar la distribución de fuerzas y deformaciones inducidas por sismo, esto acorde al objetivo de rehabilitación seleccionado. El análisis se enfoca en la determinación de las demandas sísmicas y su capacidad para resistirlas.

Los procedimientos de análisis propuestos en FEMA 356 se dividen como sigue:

- Procedimientos lineales
- Procedimientos no lineales
- Procedimientos con análisis racionales alternativos

Procedimientos lineales

Dentro de los procedimientos lineales, se presentan los análisis lineales estáticos y los análisis lineales dinámicos. En los procedimientos lineales se mantiene el uso tradicional de las relaciones lineales esfuerzo–deformación, pero se incorporan ajustes en lo referente a las deformaciones totales de la estructura y al criterio de aceptación del material para permitir una mejor consideración de las probables características no lineales de la respuesta sísmica (FEMA 356, 2000).

Para estructuras que cuentan con distribución irregular en masas o rigideces, geometría irregular, o carecen de un sistema ortogonal para resistir fuerzas laterales, la distribución de las demandas calculadas mediante un procedimiento dinámico lineal será más adecuada en relación a un cálculo mediante un procedimiento estático lineal.

Los resultados de este análisis son empleados para identificar la magnitud y uniformidad de la distribución de las demandas inelásticas en los elementos principales y los componentes del sistema resistente ante fuerzas laterales. El procedimiento y restricciones para el empleo de éste método se presenta en FEMA 356 (2000).

Procedimientos no lineales

El empleo de los procedimientos no lineales es aplicable a aquellos casos en que los procedimientos de análisis lineal no son permitidos. Los procedimientos de análisis no lineal se dividen en procedimientos de análisis estáticos y dinámicos.

• Procedimiento no lineal estático

Se aplica a aquellas estructuras en los que los efectos de los modos superiores no son significativos. La determinación de la importancia de los modos superiores se indica en FEMA 356 (2000).

Generalmente este procedimiento brinda una aproximación más confiable en la categorización de la estructura respecto a un procedimiento lineal, más no es un procedimiento exacto, ya que dentro de otras cosas, no es capaz de considerar la degradación de rigidez de la estructura. Para aquellos casos en que se consideren los modos superiores en la respuesta de la estructura, debe emplearse a su vez un análisis lineal dinámico para la revisión del proceso de diseño.

- *Procedimiento no lineal dinámico*

Se aplica a aquellas estructuras en las que los efectos de los modos superiores son significativos. Cuando un análisis y diseño se realiza usando este procedimiento, será revisado y aprobado por un equipo de ingenieros independientes con experiencia en diseño sísmico y procedimientos no lineales. Este método no es recomendado para su empleo en estructuras de madera.

- *Procedimientos con análisis racionales alternativos*

La aplicabilidad de este tipo de procedimientos no es claramente discutido en el documento en cuestión; sin embargo, todos los proyectos desarrollados mediante un análisis racional alternativo serán revisados y aprobados por un equipo de ingenieros independientes con experiencia en diseño sísmico.

Los requerimientos, restricciones y desarrollos de las metodologías marcadas, se presentan en FEMA 356 (2000).

El procedimiento general propuesto en FEMA 356 (2000) se ilustra en las figuras 2.9a y 2.9b.

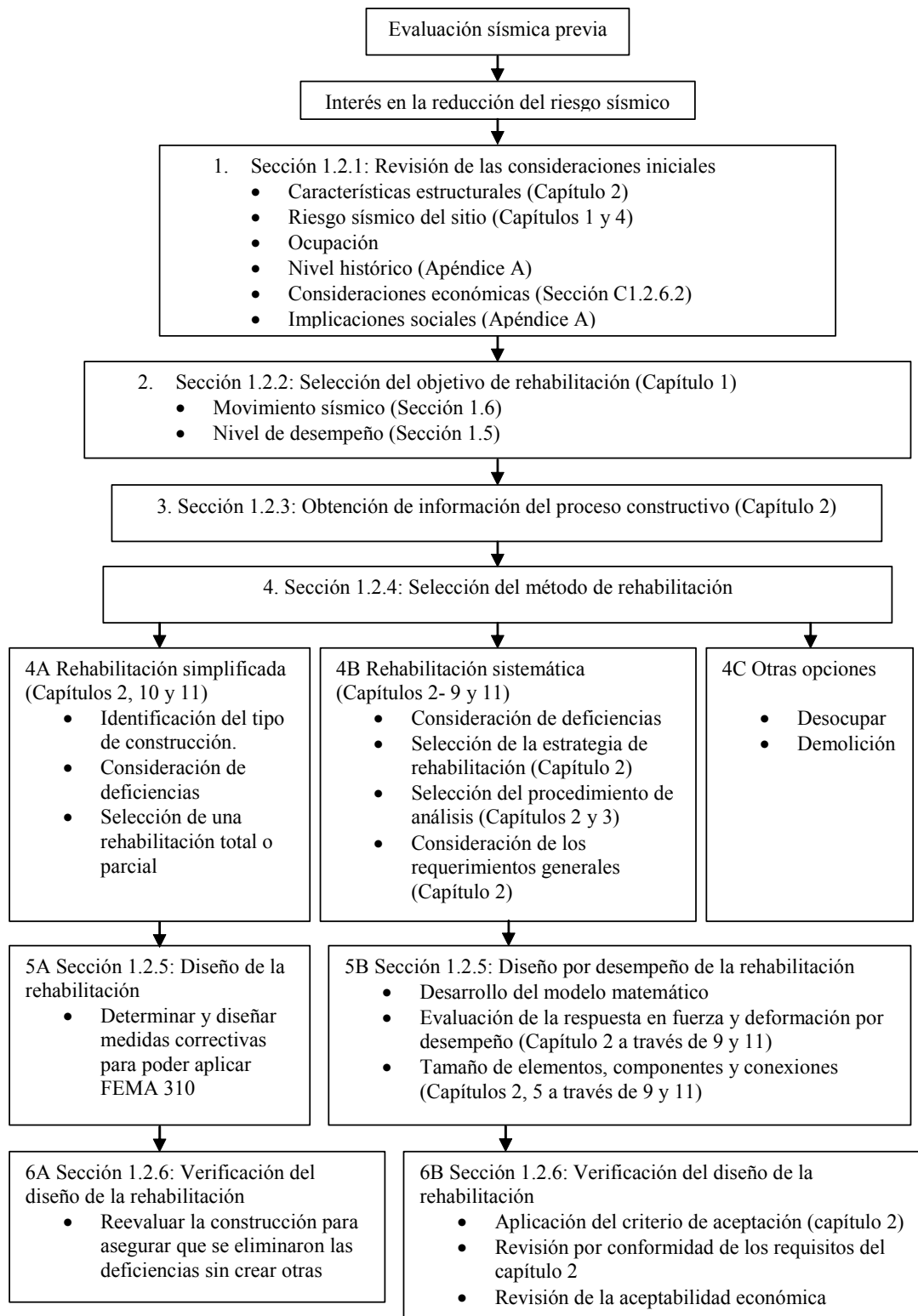


Figura 2.9 a. Metodología propuesta en FEMA 356 (2000)

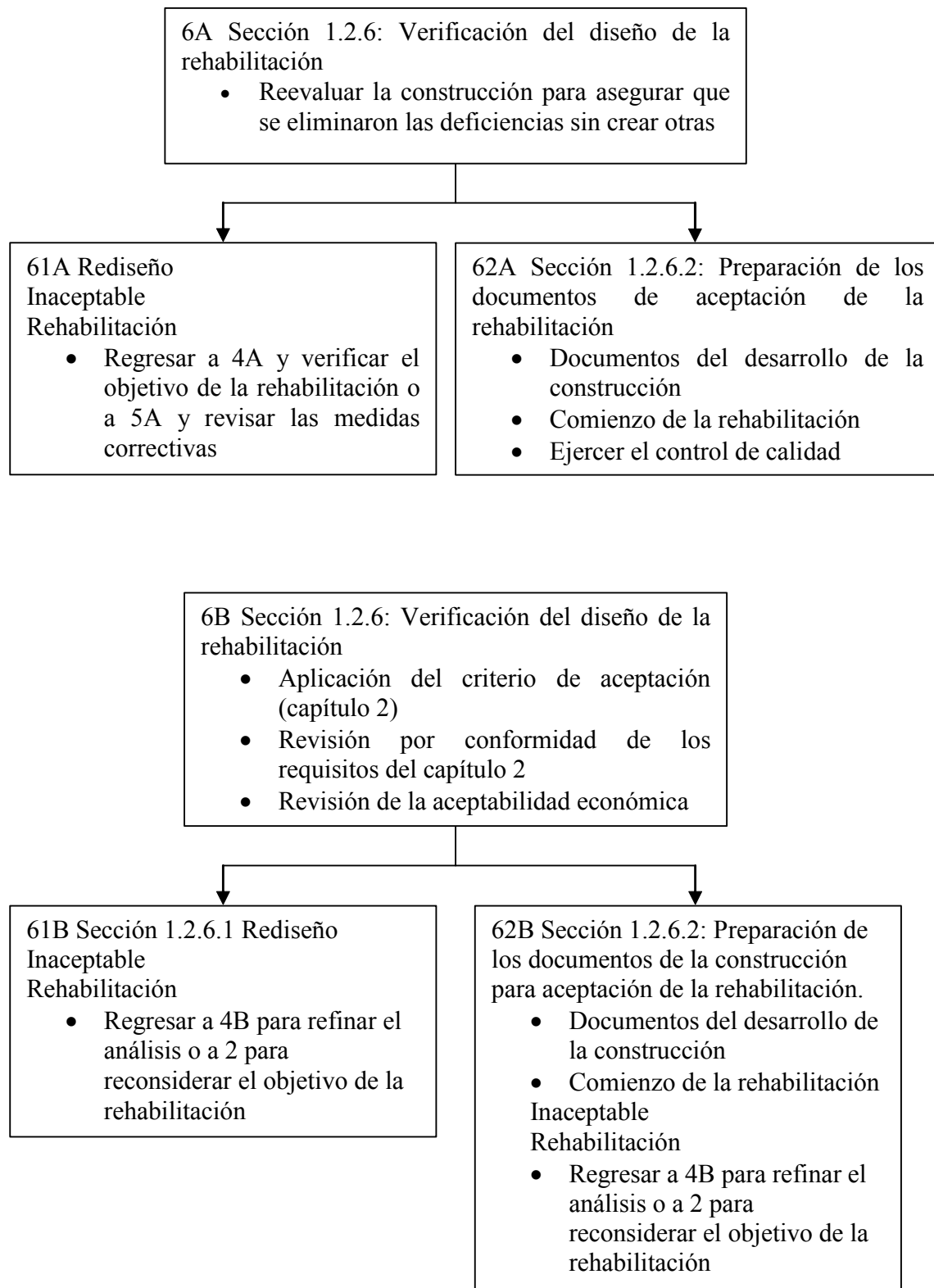


Figura 2.9 b. Metodología propuesta en FEMA 356 (2000)

2.2. MÉTODOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA QUE REQUIEREN DE LA OCURRENCIA DE UN EVENTO SÍSMICO PARA SU APLICACIÓN

2.2.1. Metodología propuesta en el manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones

La metodología propuesta en este punto (“Manual”, 1998) contiene criterios y procedimientos para evaluar, en un lapso de pocos días después de ocurrido un terremoto, la seguridad postsísmica de edificaciones de acero, concreto reforzado, mampostería, cimentaciones y elementos no estructurados.

El objetivo principal de esta evaluación es dictaminar si las edificaciones que soportaron un temblor pueden tener uso normal o si la entrada en ella debe estar restringida o prohibida. Además, con esta información se pretende estimar la magnitud del desastre, así como identificar las características generales de los daños, las que pueden influir en mejoras o cambios en los reglamentos de construcción vigentes.

El procedimiento de evaluación de la seguridad se describe esquemáticamente en el diagrama de flujo de la figura 2.10, donde se indica la secuencia de revisión y la clasificación del nivel de seguridad a que se llega.

El procedimiento de inspección se aplica por medio de dos niveles de evaluación que se describen a continuación.

2.2.1.1. Evaluación rápida

Su objetivo es la inspección y revisión rápida de edificaciones en una zona de la ciudad previamente determinada. Se emplea para identificar las edificaciones con seguridad aceptable y las que requieren pasar a la evaluación detallada.

Para este nivel se sugiere para la mayor parte de los casos una duración de no más de una hora por edificio

El procedimiento de evaluación rápida se basa en observar las condiciones de daño o aspectos de daño que individual o colectivamente sean suficientes para que la edificación se clasifique como seguridad en duda o insegura.

Los inspectores deben revisar las evidencias de fallas en la estructura, como derrumbe parcial, inclinación, daño severo en elementos estructurales y no estructurales, así como las condiciones del suelo alrededor de la edificación que podrían llevar a clasificarla como insegura. La revisión en la edificación en la mayoría de los casos es exterior con el objeto de reducir el tiempo de ejecución de esta evaluación.

La secuencia de pasos a seguir en la evaluación rápida son los siguientes:

1. Examinar el exterior de la estructura.
2. Observar el suelo alrededor de la estructura, para determinar la posible presencia de grietas, hundimientos, deslizamiento de talud o expansión del terreno.
3. Entrar en las edificaciones cuando ésta no pueda ser observada adecuadamente desde el exterior, cuando haya dudas o se tenga conocimiento de problemas como caídas de muros o elementos estructurales dañados.
4. Evaluar la estructura de acuerdo a los siete criterios básicos que presenta el método (“Manual”, 1998).
5. Llenar la forma para inspección postsísmica-evaluación rápida (“Manual”, 1998).
6. Clasificar la edificación de acuerdo con los resultados de la evaluación.
7. En su caso, explicar verbalmente el significado de seguridad en duda e insegura a los ocupantes de la edificación y avisar que deben desocuparla inmediatamente.

2.2.1.2. Evaluación detallada

Este procedimiento tiene como objetivo evaluar con una aproximación razonable y en un tiempo corto (entre dos y ocho horas) la seguridad de edificaciones clasificadas como seguridad en duda o insegura en la evaluación rápida. Se debe emplear como primera evaluación en inmuebles del grupo A.

A continuación se presentan los criterios y procedimientos para la evaluación detallada (“Manual”, 1998):

La evaluación consiste en examinar detalladamente la edificación, en el interior y exterior, en particular, su sistema estructural. Con la evaluación detallada se pretende establecer si existe la posibilidad de derrumbe estructural o peligro de caída de elementos estructurales o no estructurales.

Durante la inspección detallada, debe contemplarse que en algunos casos el peligro proviene de agentes externos a la estructura, como es el caso de edificaciones vecinas, fugas de gas, líneas de energía eléctrica caídas, etc.

Los siguientes criterios de clasificación aplican al caso de la evaluación detallada.

Habitable. Esta clasificación indica que no existen restricciones para el uso de la estructura. Para que esté dentro de esta clasificación, deben satisfacerse las siguientes condiciones:

1. El sistema resistente a cargas verticales no presenta reducción significativa en su capacidad y no existe inestabilidad potencial.
2. La capacidad para resistir fuerzas laterales no presenta reducción significativa.
3. No hay peligros de falla o caída de objetos, a menos que estos se encuentren adecuadamente marcados y con barreras (área insegura).

4. No existe evidencia de daños importantes de la subestructura o asentamiento del terreno.
5. Las escaleras y salidas principales son accesibles y se encuentran en servicio.
6. No existe condición aparente de inseguridad.

Seguridad en duda. Una estructura cae dentro de esta clasificación si se encuentra en alguna de las situaciones siguientes:

1. Existen dudas serias acerca de la seguridad estructural que únicamente pueden ser resueltas por medio de una Evaluación de Oficina de Ingeniería.
2. Hay incertidumbre acerca de la posibilidad de daños adicionales por peligros geotécnicos (ejemplo: hundimientos, deslizamiento de talud).
3. existe incertidumbre acerca de la presencia de otros peligros (ejemplo: líneas de gas rota o liberación de material tóxico).
4. Daños no estructurales notorios y extendidos, en particular pero no limitando la ruta de evacuación.

Insegura. Una estructura cae dentro de esta clasificación si se encuentra en alguna de las situaciones siguientes:

1. Es obviamente insegura.
2. Por la extensión de daños es posible el derrumbe por la propia carga gravitacional o por réplicas del terremoto.
3. Presencia de otra condición insegura (ejemplo: líneas de electricidad caídas)

A continuación se describen los pasos a seguir en la Evaluación Detallada.

Paso 1. Examinar la edificación desde el exterior.

- examinar si existen discontinuidades verticales.
- examinar si la estructura tiene configuración irregular en planta.

Paso 2. Examinar el sitio de la edificación por posibles peligros geotécnicos.

Paso 3. Examinar el sistema estructural desde el interior.

Paso 4. Examinar la seguridad de elementos no estructurales.

Paso 5. Examinar la presencia de otros peligros.

Paso 6. Completar la forma de inspección (“Manual”, 1998).

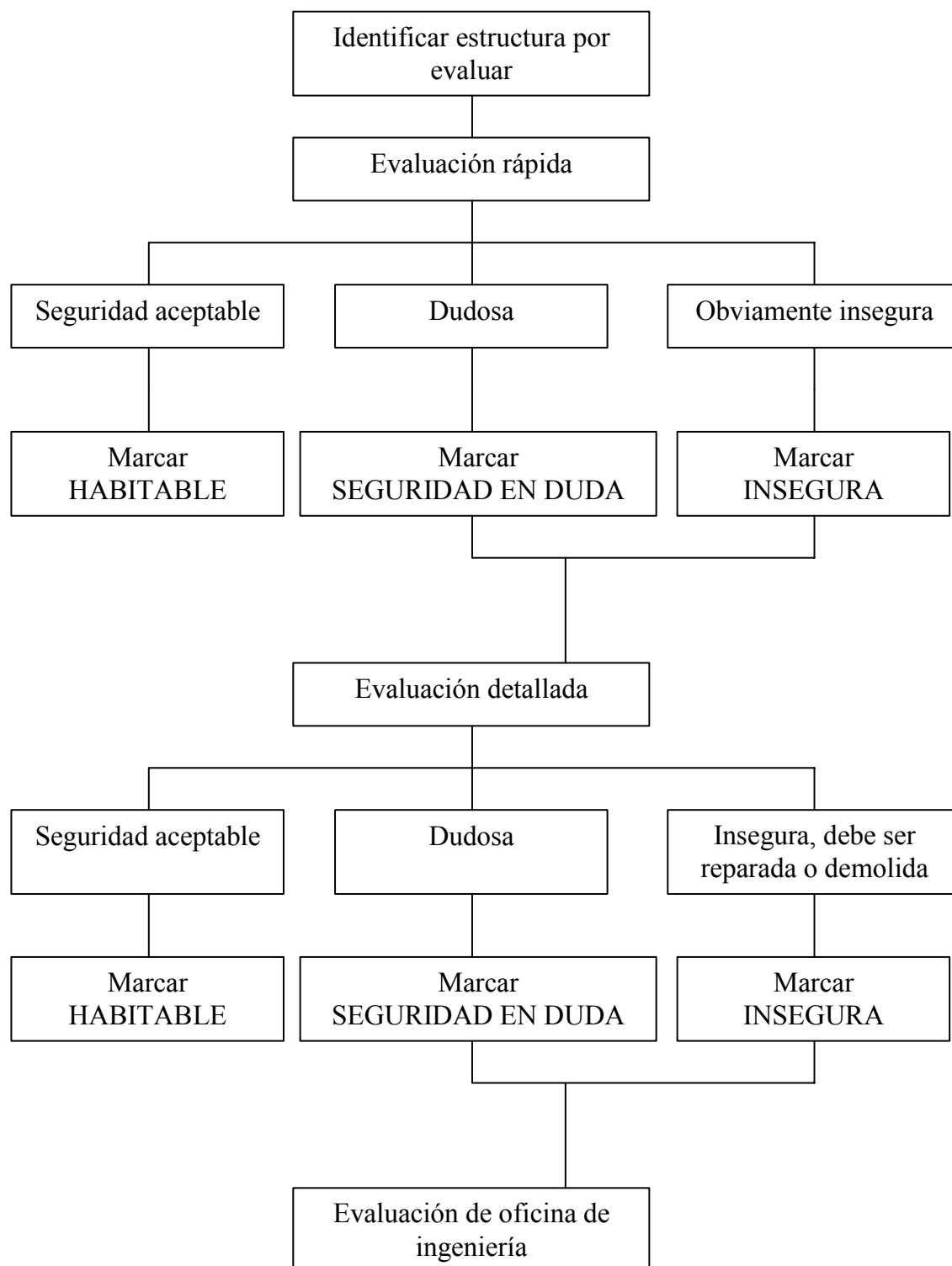


Figura 2.10. Procedimiento de evaluación postsísmica de edificaciones (“Manual”, 1998)

CAPÍTULO III

METODOLOGÍAS PROPUESTAS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN ZONAS ESPECÍFICAS

3.1. Metodologías donde el aspecto de mayor relevancia consta de la definición geográfica detallada del peligro sísmico en una localidad determinada

3.1.1. Método propuesto por Ordaz y colaboradores

Uno de los objetivos de la metodología propuesta por Reinoso y Ordaz (1999) y Pérez Rocha (1998) tiene aplicación en la construcción de mapas de vulnerabilidad de aquellas zonas que han experimentado daños durante sismos pasados y zonas con un riesgo sísmico alto, esto a través de relaciones espectrales que permiten predecir de una manera práctica y confiable la amplificación del movimiento durante un evento sísmico. Los autores de referencia ilustran la metodología descrita con la definición de mapas de vulnerabilidad para la ciudad de México y su zona metropolitana.

Las relaciones calculadas por Reinoso y Ordaz (1999) y Pérez Rocha (1998) se realizaron dividiendo para cada componente horizontal de movimiento las ordenadas del espectro de Fourier para dos estaciones, el movimiento del sitio y el movimiento de referencia en la zona de lomas.

La aplicación de la metodología requiere de una recopilación de datos detallada de eventos sísmicos de interés, en los que se incluyen las características de cada uno de éstos (origen, magnitud, latitud, longitud, profundidad, aceleración máxima, distancia relativa a un punto de referencia), esto con la finalidad de seleccionar cuáles son de utilidad en la construcción de las relaciones espectrales, únicamente se consideraron en el cálculo de dichas relaciones aquellos sismos cuya aceleración máxima promedio (A_{\max}) fuera mayor que cuatro gals.

Para realizar adecuadamente el cálculo de las relaciones espectrales, debe elegirse de forma adecuada el sitio de referencia, el cual debe ser independiente del sitio de respuesta.

Los estudios realizados por Reinoso y Ordaz (1999) y Pérez Rocha (1998) muestran que los sismos pequeños de corta duración no permiten un cálculo confiable de las relaciones espectrales.

Las relaciones espectrales se calcularon con la finalidad de predecir movimientos futuros en la ciudad de México en términos de espectros de respuesta elásticos e inelásticos para ambas componentes horizontales del movimiento. Las relaciones se calculan después de analizar la calidad de cada registro, tomando como movimiento de referencia el espectro promedio horizontal de amplitud de Fourier adecuado en la zona de lomas.

Para realizar el estudio de los registros en cada estación acelerográfica, deben construirse las relaciones para cada registro a considerar, funciones de transferencia unidimensionales,

relaciones promedio, desviaciones estándar y una relación entre la función de transferencia empírica y la analítica, esto con la finalidad de determinar por medio de la observación de los resultados si la técnica de la relación espectral es confiable únicamente para periodos de vibración cortos o también para periodos mayores.

Reinoso y Ordaz (1999) proponen formas simples y prácticas de considerar el comportamiento no lineal en la predicción de las relaciones espectrales. Pérez-Rocha (1998), realizó estudios previos para cuantificar la variación de las intensidades en el valle de México, esto para diferentes periodos estructurales y considerando diferentes escenarios sísmicos (figura 3.1)

La metodología propuesta presenta relaciones espectrales promedio (Fig. 3.2), las cuales fueron calculadas para las distintas zonas de la ciudad de México, clasificándolas en función del periodo de vibración dominante que presenta cada sitio, esto permite observar los distintos niveles de amplificación para las zonas en cuestión.

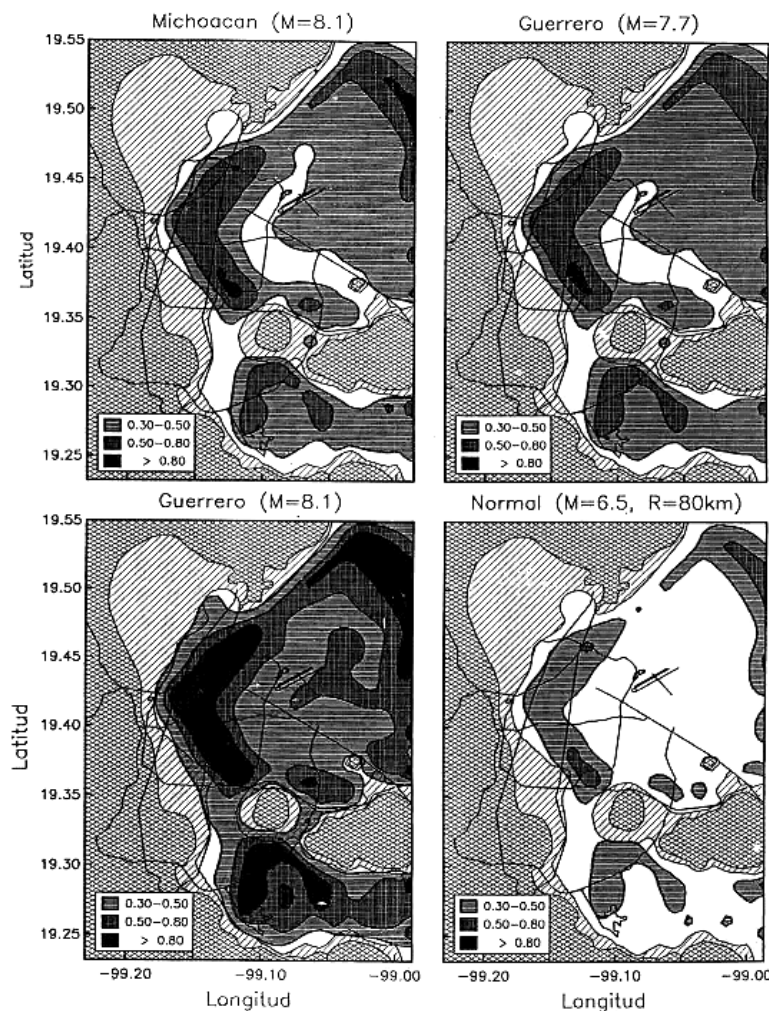


Figura 3.1. Distribución de ordenadas espectrales (S_a/g) para periodos estructurales $T_e = 2 \pm 0.25$ s (Pérez-Rocha, 1998)

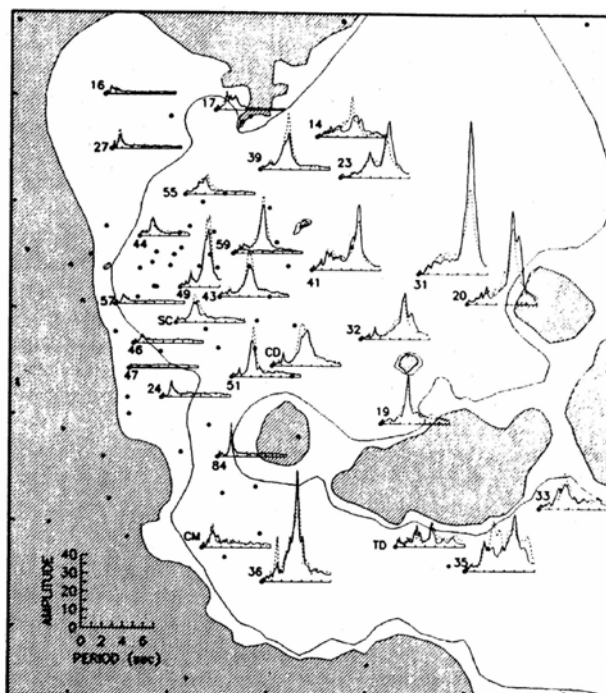


Figura 3.2. Relaciones espectrales promedio para algunos sitios representativos de la zona del lago (Reinoso y Ordaz, 1999)

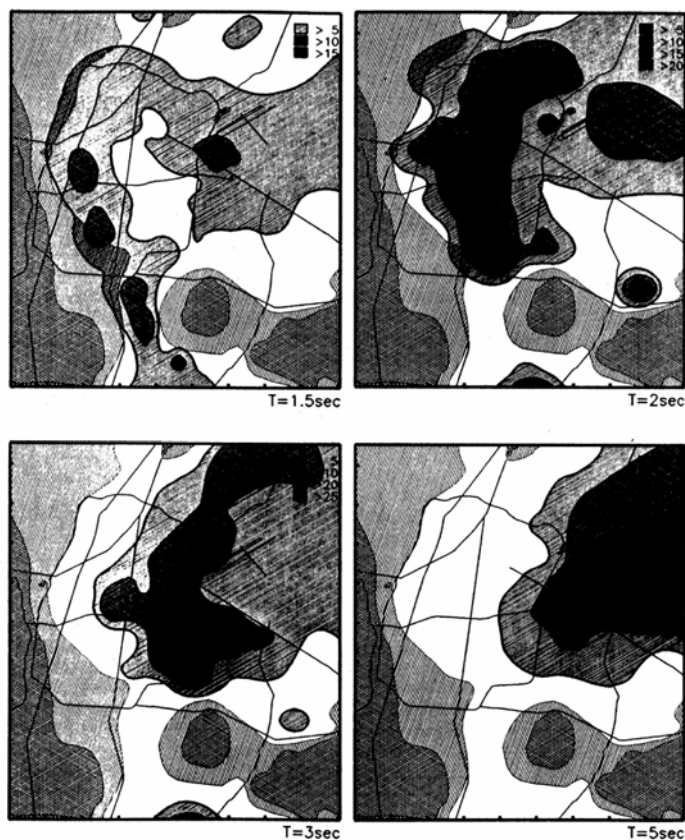


Figura 3.3. Mapas de igual amplificación para diferentes periodos dominantes del suelo (Reinoso y Ordaz, 1999)

Esta metodología pretende predecir de una manera confiable la amplificación de diversos sitios a través de las relaciones espectrales, esto no sólo en aquellos lugares que cuenten con instrumentación sísmica, sino en cualquier punto arbitrario, lo cual, según se propone, puede lograrse mediante un esquema de interpolación. Esto brindaría una herramienta útil para mejorar los espectros de diseño de las distintas zonas del Distrito Federal.

Las relaciones interpoladas pueden usarse de igual manera en la construcción de mapas de igual amplificación para diferentes periodos del suelo, como los mostrados en la figura 3.3. Las curvas se trazan seleccionando, para cada lugar, los valores mayores de la relación en un intervalo de periodos dado entre $T_s - 0.25$ y $T_s + 0.25$ segundos. Estas curvas son más confiables en cuanto exista una mayor densidad de instrumentación.

Dado que la ciudad de México se ve afectada principalmente por sismos de subducción de larga duración, origen lejano y largos periodos, las amplificaciones mayores a 20 veces en los mapas de la figura 3.3 ($T_s = 1.5, 2.0$ y 3.0 segundos) deben considerarse como zonas de alta intensidad, particularmente para estructuras altas y flexibles (Reinoso y Ordaz, 1999). Estas curvas (figura 3.3) pueden emplearse como ayuda para prevenir posibles desastres en zonas urbanas, dando una idea de aquellos lugares que presentan amplificaciones muy significativas.

3.2. Metodologías donde el aspecto de mayor relevancia es el método de evaluación sísmica para definir la vulnerabilidad, sin contar con un inventario preciso de estructuras

3.2.1. Método propuesto por Miranda y Vera

Esta metodología fue realizada para ser aplicable a estructuras de mampostería y concreto reforzado. El procedimiento se divide en dos partes, la primera consiste de una técnica de evaluación simplificada, en la cual el comportamiento de la estructura se representa mediante la relación del cortante actuante y el cortante resistente. Para aquellas construcciones en que el comportamiento esperado no es aceptable se procede a un segundo nivel de evaluación, en el cual el comportamiento de la estructura durante un sismo esperado, se estima como una función del daño en la construcción, debido a las distorsiones de entrepiso.

Esta metodología fue empleada por los autores para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificios escolares en la ciudad de Toluca, capital del Estado de México, la cual está localizada en la región central de México en una zona con un moderado riesgo sísmico.

3.2.1.1. Primera técnica de evaluación

Para este paso se requiere de la identificación del sistema estructural, la geometría de la construcción y sus características generales.

La metodología marcada en este punto, para el caso de estructuras de concreto reforzado, es muy semejante a la especificada por el método simplificado japonés de evaluación (2.1.1.),

y para el caso de estructuras de mampostería el método es muy similar al método simplificado de análisis. El método para estructuras de mampostería se resume de la manera siguiente:

Estructuras de mampostería.

Procedimiento a seguir:

- La evaluación se limita a estructuras con menos de cuatro niveles, deben ser regulares en planta y elevación.
- Cálculo de la fuerza cortante resistente, mediante $V_r = F_r(0.5v * A_T) + 0.3P$, la fuerza cortante resistente resulta de la suma de cada una de las fuerzas cortantes resistentes de los elementos que se considera que contribuyen a la reapuesta.
- Los muros cuya relación altura a longitud sea menor a 1.33 no deben ser considerados.
- Cálculo del peso en cada entrepiso y azotea del edificio (considerando tanto carga muerta como viva)
- Cálculo de la fuerza cortante actuante, mediante $V_u = 1.1(c/Q)(\sum P)A$
- Obtención del comportamiento de la estructura mediante la relación del cortante resistente y el cortante actuante. $I_o = \sum V_r / V_u$.
- Determinación del factor de corrección, donde $K = k_1 * k_2 * k_3$

K_1 = factor correctivo por asimetría en planta y elevación.

K_2 = factor correctivo por deficiencias en la estructuración.

K_3 = factor correctivo por deterioro

- Cálculo del parámetro de evaluación, como sigue : $I = I_o * K$

Los parámetros para clasificar a la estructura son los siguientes:

- | | |
|------------------|--|
| $I \geq 1.0$ | la estructura está acorde a los requerimientos especificados en los reglamentos, es considerada como un lugar seguro para el coeficiente sísmico adoptado. |
| $0.73 < I < 1.0$ | la estructura se encuentra por encima de las solicitaciones de servicio, pero no satisface los requerimientos de diseño, esto significa que los factores de carga y resistencia no están acorde a la norma. Se recomienda una evaluación más estricta. |
| $I < 0.73$ | la resistencia de la estructura está por debajo de las solicitaciones de servicio, por lo que el comportamiento es considerado como riesgoso. Se recomienda una evaluación más estricta. |

3.2.1.2. Segunda técnica de evaluación

Para este nivel de evaluación el comportamiento de la estructura durante un sismo esperado, se estima como una función del daño en la construcción, debido a las distorsiones de entrepiso.

Para realizar el cálculo del máximo desplazamiento lateral que la estructura podría sufrir durante un movimiento sísmico, se aplican los principios de la dinámica estructural, plantando la ecuación de movimiento para un sistema de múltiples grados de libertad y considerando que únicamente el primer modo de vibrar contribuye a la respuesta de la estructura, debe obtenerse el valor máximo del espectro de respuesta y con esto hallar el desplazamiento máximo de la estructura (Miranda y Vera, 2000).

Finalmente las distorsiones de entrepiso pueden estimarse a partir del desplazamiento lateral máximo como sigue:

$$\{u\} = y \max\{\psi\} \quad (3.1)$$

donde:

$y \max$ = Desplazamiento lateral máximo.

ψ = Forma modal asociada al primer modo de vibrar.

Para determinar las distorsiones de entrepiso con el procedimiento anterior, se requiere conocer el peso de la estructura en cada nivel, el periodo fundamental de vibración asociado al primer modo, y la forma modal asociada a dicho periodo.

Para el cálculo de las propiedades dinámicas pueden emplearse procedimientos de análisis tradicionales o empleando mediciones de vibración ambiental, estas últimas brindan resultados con precisiones razonables de la frecuencia circular, formas modales, amortiguamiento, etc. (Miranda y Vera, 2000).

Nivel de daño estructural esperado.

El daño esperado en una estructura, depende principalmente de la distorsión de entrepiso, la calidad de los materiales, del sistema estructural y sus conexiones. Esta metodología se limita al análisis de las distorsiones de entrepiso aceptable en estructuras con base en marcos de concreto reforzado con o sin muros de concreto o mampostería (Miranda y Vera, 2000).

Cuando la estructura principal está conectada a elementos no estructurales, se recomienda limitar la distorsión de entrepiso a 6% de la altura del entrepiso para evitar daños no estructurales. Los marcos de concreto reforzado con detalles constructivos razonables podrían aceptar distorsiones de entrepiso de 0.02 sin daños severos, de cualquier manera se recomienda limitar las distorsiones a 0.012.

Los pasos a seguir en este segundo nivel de evaluación son los siguientes (Miranda y Vera, 2000):

1. Determinar el periodo natural del modo fundamental de la estructura y la forma modal asociada normalizada a un desplazamiento unitario en el último nivel de la estructura.
2. Estimar el peso de cada nivel de la estructura.
3. Determinar la máxima distorsión de entrepiso.
4. Calcular la deformación lateral de cada nivel, a partir de la cual se estima la distorsión de cada nivel.
5. Calcular el índice de daño de cada nivel (Id_i) como:

$$Id_i = (\Delta p) / (\Delta i) \quad (3.2)$$

donde:

Id_i = Índice de daño en el nivel i
 Δi = Distorsión de entrepiso en el nivel i
 Δp = Distorsión de entrepiso permisible

Para estimar el comportamiento estructural se emplea el siguiente criterio:

$Id > 1.0$ La estructura puede considerarse segura

$Id < 1.0$ Se requiere mejorar el comportamiento estructural.

Cabe destacar que esta metodología no toma en cuenta los efectos de los modos superiores ni de los modos de torsión.

3.2.2. Metodología propuesta por Brzev y colaboradores

El Instituto de Investigación en Ingeniería Sísmica de los Estados Unidos (EERI, Earthquake Engineering Research Institute) y la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica (IAEE, International Association for Earthquake Engineering) tienen un proyecto en curso, cuyo objetivo es construir una enciclopedia interactiva y dinámica que contenga los tipos de construcciones existentes en áreas sísmicamente propensas del mundo. Esta enciclopedia proveerá información básica acerca de la vulnerabilidad sísmica y resistencias de varios sistemas estructurales y materiales, esta enciclopedia es de utilidad a nivel local, nacional e internacional tanto a organizaciones públicas como privadas, la información que ofrece puede aprovecharse para aumentar la resistencia sísmica de las construcciones de una cierta localidad que así lo requiera (Brzev *et al.*, 2000).

Los ingenieros y arquitectos que conforman el equipo de trabajo fueron capacitados para desarrollar y compartir información, y se les brindó las herramientas necesarias para poder reducir la vulnerabilidad sísmica de ciertas construcciones y por medio de esto salvar vidas y reducir futuras pérdidas económicas (Brzev *et al.*, 2000).

El comité encargado de la supervisión del proyecto ha desarrollado un proceso estándar, el cual es usado por los participantes del proyecto para describir los tipos de construcciones en sus respectivos países. La forma propuesta consiste de alrededor de 60 preguntas, cubriendo los aspectos de mayor relevancia, dentro de los que figuran las características arquitectónicas, el sistema estructural, deficiencias sísmicas y resistencia, comportamiento en sismos pasados, materiales de construcción empleados, proceso constructivo y seguridad. El comité guía ha identificado alrededor de 30 sistemas estructurales. Una característica importante de la forma es que es posible describir las características tanto de las construcciones rurales como de las urbanas.

La forma contiene típicamente varias ilustraciones, esto describe claramente el tipo de construcción.

Cada forma contiene información en las siguientes categorías generales: información general; características arquitectónicas; características estructurales; evaluación del comportamiento sísmico y la vulnerabilidad sísmica; patrones de daño debidos a sismo; materiales de construcción; proceso constructivo; nivel económico; tecnologías para refuerzo sísmico.

- Información general: incluye un resumen e información acerca del periodo típico en el cual se construían el tipo de sistema en cuestión.
- Características arquitectónicas: incluye información acerca de las condiciones topográficas generales, de la configuración, función actual, medios de escape y modificaciones realizadas.
- Características socioeconómicas: incluye el número de habitantes, número de baños, nivel económico de los habitantes, medios de financiamiento, etc.
- Características estructurales: La parte fundamental de la forma y de la enciclopedia en si es la información que describe el sistema estructural. Incluye un texto que describe el sistema resistente ante cargas laterales y gravitacionales, así como tablas identificando el sistema estructural, tipo de cimentación y sistemas de piso empleados. Además se incluyen las dimensiones en planta, número de niveles, alturas típicas de entrepisos, claros típicos, y la densidad típica de muros.

Evaluación del comportamiento sísmico y de la vulnerabilidad sísmica

La enciclopedia contiene información acerca de las deficiencias sísmicas asociadas a las construcciones tipo, así como también las características de resiliencia y su comportamiento en sismos pasados. Usando una tabla basada en FEMA-310, los participantes indican la resistencia sísmica de varios tipos de construcciones con ciertas características estructurales y arquitectónicas. En la tabla deben resumirse tanto las deficiencias sísmicas como los patrones de daño de elementos estructurales críticos. La descripción debe complementarse por medio de una ilustración (Brzev *et al.*, 2000).

La enciclopedia incluye información acerca de los patrones de daño debidos a sismos pasados, resistencias de los materiales de construcción y procesos constructivos, costos de construcción de estructuras tipo.

Se presenta también una discusión acerca de las tecnologías disponibles para resistir sismos para cada tipo de construcción.

3.2.3. Metodología propuesta por Nateghi

La metodología propuesta por Nateghi (2000) contempla una serie de estudios previos, cuyos resultados serán aprovechados en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de una región específica. Esta metodología fue empleada por el autor para determinar la vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Teherán, Irán.

Algunos de los estudios que contempla esta metodología son los siguientes:

- Estudios sismotectónicos de la región
- Aspectos geotécnicos
- Comportamiento estructural
- Servicios disponibles

Para realizar los estudios mencionados, debe identificarse claramente la zona de estudio, para este caso particular, el autor subdivide dicha zona en 20 sub-zonas las cuales se presentan en la figura 3.4.

Nateghi define 14 índices de vulnerabilidad sísmica para la ciudad, con los cuales especifica una vulnerabilidad relativa para cada una de las 20 subdivisiones. El método contempla un análisis rápido de la vulnerabilidad potencial de la ciudad para un escenario sísmico esperado, el cual está basado en los datos disponibles.

Los 14 índices de vulnerabilidad considerados por Nateghi son:

1. distancia a la falla-Id
2. amplificación-Ia
3. licuefacción-II
4. derrumbes-IS
5. deslizamientos de laderas-If
6. comportamiento estructural-IST
7. servicios de emergencia médicos disponibles-IH
8. bomberos-IF
9. electricidad-IE

10. gas-IG
11. transporte-IT
12. agua-IW
13. aspectos socioeconómicos-ISE
14. capacidad de rescate-ITA.

Cada uno de los índices especificados debe ser evaluado para cada una de las diferentes subdivisiones o zonas de estudio estipuladas, a cada índice debe asignarse un valor (peso) que indica la importancia relativa de cada índice (parámetro) particular en la vulnerabilidad sísmica promedio de la ciudad. El valor máximo que puede asignarse a cada índice es uno, este valor máximo debe definirse para cada caso individual.

La vulnerabilidad sísmica total se calcula usando la ecuación siguiente

$$TV_i = \sum_{j=1}^{j=n} I_j \quad (3.3)$$

donde:

TV : Vulnerabilidad total

i : Sub-división

j : 1

n : Índice (parámetro)

I : Peso efectivo

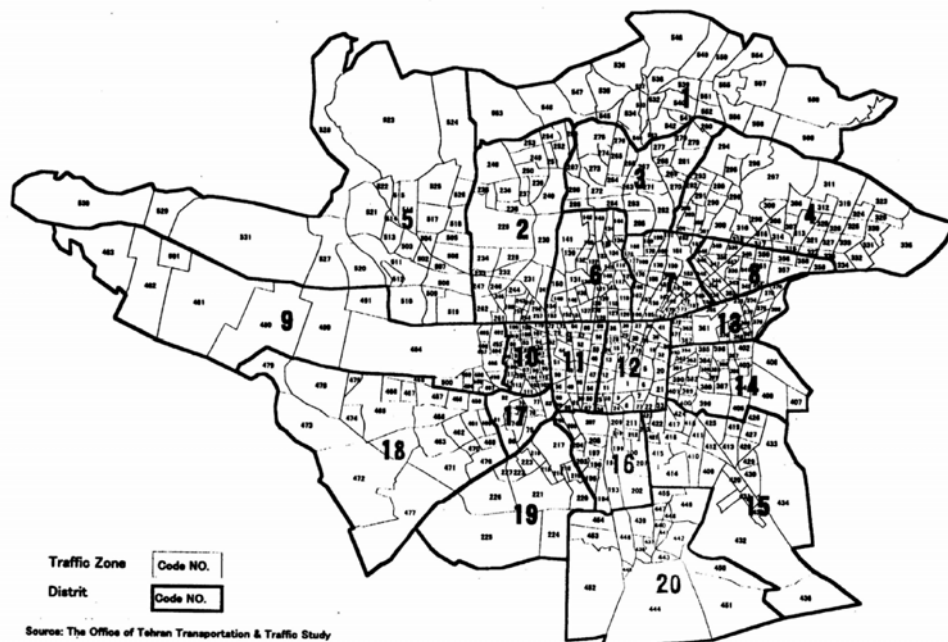


Figura 3.4. Área de estudio y localización de las 20 sub-divisiones (Nateghi, 2000)

La vulnerabilidad relativa se calcula normalizando las vulnerabilidades totales a la menor vulnerabilidad.

Cada uno de los 14 índices a considerar debe ser tratado con la adecuada atención. Para el caso de los aspectos estructurales, deben identificarse los diferentes sistemas estructurales existentes en la zona de estudio y a partir de esto seleccionar la función de vulnerabilidad para cada tipo de construcción, las cuales son propuestas por el mismo autor.

Para el caso presentado por el autor, es decir, la ciudad de Teherán, la metodología permitió identificar la vulnerabilidad de cada sub-zona de estudio, desde la más vulnerable, hasta la de menor vulnerabilidad. Esto se logra mediante la construcción de una matriz de vulnerabilidad de toda la ciudad, la cual incluye los 14 índices especificados por el autor, contemplando cada una de las diferentes regiones de estudio. Esto permite poder identificar con mayor detalle los problemas de cada sub-zona.

3.3. Metodologías donde los aspectos de mayor relevancia constan de la definición detallada del inventario de estructuras de una localidad y el método de evaluación empleado

3.3.1. Método propuesto por Arellano, Juárez y Gómez

La metodología propuesta por Arellano *et al.* (2002) propone relaciones entre la aceleración máxima del terreno y las intensidades de la Escala Macrosísmica Europea (EMS). De esta manera realizan estimaciones del número de construcciones dañadas en la ciudad de Chilpancingo, Guerrero, considerando tres escenarios de sismos posibles.

El método para determinar la vulnerabilidad consiste en relacionar las aceleraciones máximas del terreno con las intensidades de la Escala Macrosísmica Europea. La escala es muy completa, ya que clasifica a las estructuras en dos niveles, por materiales de construcción y por clases de vulnerabilidad. Los daños los clasifica en grados y también proporciona los patrones del daño; para cada material este patrón es diferente. La figura 3.5 muestra como se realiza la clasificación del daño en el caso de estructuras de mampostería (Arellano *et al.*, 2002).

Los autores emplean una relación entre las aceleraciones máximas del terreno (obtenidas de un estudio previo de peligro sísmico) y el grado de intensidad observado, esto con la finalidad de realizar una primera aproximación de la vulnerabilidad.

La metodología contempla de manera importante la realización de un censo detallado, el cual permite estimar el número de estructuras dañadas. Para realizar el censo, debe definirse la zona de estudio, que para este caso particular es el mostrado en la figura 3.6. En dicho censo se definen los patrones estructurales que permiten caracterizar a las estructuras de la zona en estudio, y permite realizar comparaciones con las estructuras de todo el municipio.

La vulnerabilidad predefinida se estima en función de las variables que intervienen en el diseño y construcción, las bases del cálculo, los métodos constructivos, los materiales, la mano de obra y la calidad de inspección. La vulnerabilidad observada se estima considerando una base estadística de daños causados por terremotos pasados (Arellano *et al.*, 2002).

La descripción de las clases de vulnerabilidad de las estructuras según la Escala Macrosísmica Europea es un poco subjetiva; existen cinco clases que describen la vulnerabilidad de manera ascendente (tabla 3.1).

La relación entre la Escala Macrosísmica Europea y la aceleración máxima del terreno propuesta por los autores, es una forma de relacionar parámetros sísmicos con el daño que sufrirán las estructuras. Esto permite estimar para cada uno de los escenarios de riesgo la cantidad de estructuras que pueden sufrir daño y el tipo de daño asociado. La dificultad principal se presenta al relacionar la aceleración máxima con la intensidad, debido a que la intensidad está definida en doce grados y la aceleración puede tener prácticamente cualquier valor. Además de que la relación entre estos parámetros es aproximada, no distingue entre el contenido de frecuencias de sismos que producen la misma aceleración máxima del terreno (Arellano *et al.*, 2002).

Tabla 3.1. Clases de vulnerabilidad (Arellano *et al.*, 2002)

CLASE DE VULNERABILIDAD	
A	Muy Alta
B	Alta
C	Media
D	Baja
E	Muy Baja
F	Casi nula

La tabla 3.2 presenta relaciones entre intensidad y aceleración, en la cual se hace referencia a las cantidades con tres porcentajes básicos descritos por palabras clave: algunas, muchas y la mayoría. El intervalo de valores asignado de manera aproximada es el siguiente: de 0 a 15% para el término algunas, de 15 a 55% para el término muchas y de 55 a 100% para el término la mayoría.

El proceso de caracterización de las estructuras para estimar la vulnerabilidad predefinida, es un punto esencial de esta metodología y requiere de un trabajo detallado en cuanto a la identificación de los distintos sistemas estructurales, modos de falla, calidad en mano de obra y materiales de construcción. Con base en esto es posible asignar una probable vulnerabilidad a cada sistema estructural.

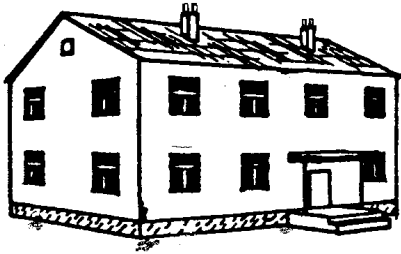




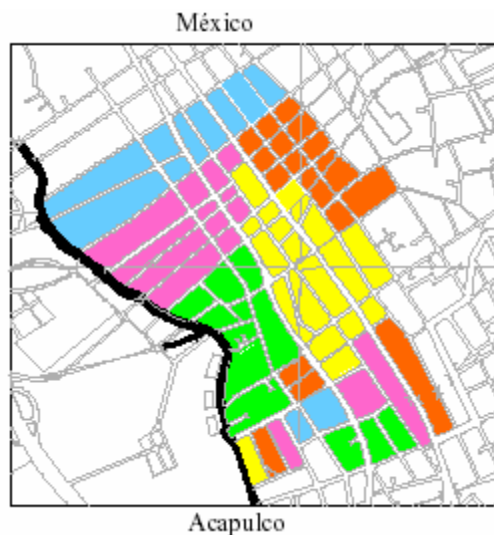
	<p>Grado 1: Daños de despreciables a ligeros (<i>ningún daño estructural, daños no-estructurales ligeros</i>)</p> <p>Grietas superficiales en muy pocos muros. Caída sólo de pequeños trozos de recubrimiento. Caída de piedras sueltas de las partes altas de los edificios en muy pocos casos.</p>
	<p>Grado 2: Daños moderados (<i>daños estructurales ligeros, daños no-estructurales moderados</i>)</p> <p>Grietas en muchos muros. Caída de trozos grandes de recubrimiento.</p>
	<p>Grado 3: Daños de importantes a graves (<i>daños estructurales moderados, daños no-estructurales graves</i>)</p> <p>Grietas grandes y generalizadas en la mayoría de los muros. Se sueltan tejas del tejado Fallas de elementos individuales no-estructurales (muros divisorios, hastiales y tejados).</p>
	<p>Grado 4: Daños muy graves (<i>daños estructurales graves, daños no-estructurales muy graves</i>)</p> <p>Se dañan seriamente los muros; falla estructural parcial de techos y losas.</p>
	<p>Grado 5: Destrucción (<i>daños estructurales muy graves</i>)</p> <p>Colapso total o casi total.</p>

Figura 3.5. Clasificación del daño en estructuras de mampostería (Arellano *et al.*, 2002)

Figura 3.6. Definición de la zona de estudio (Arellano *et al.*, 2002)**Tabla 3.2. Relación entre intensidad, daño y aceleración máxima esperada (Arellano *et al.*, 2002)**

EMS	Definición	Daño		B		C		D		E		E		Acel. % g
		Grado	%	Grado	%	Grado	%	Grado	%	Grado	%	Grado	%	
I	No sentido													0.0
II	Apenas sentido													0.0<0.15
III	Débil													0.15-0.2
IV	Ampliamente observado													0.5-2
V	Fuerte	1	0-15	1	0-15									2-5
VI	Levemente dañino	1	15-55	1	15-55	1	0-15							5-10
		2	0-15	2	0-15									
VII	dañino	3	15-55	2	15-55	2	0-15	1	0-15					10-20
		4	0-15	3	0-15									
VIII	Gravemente dañino	4	15-55	3	15-55	2	15-55	2	0-15					20-50
		5	0-15	4	0-15	3	0-15							
IX	Destruir	5	15-55	4	15-55	3	15-55	2	15-55	2	0-15			50-80
				5	0-15	4	0-15	3	0-15					
X	Muy destructor	5	55-100	5	15-55	4	15-55	3	15-55	2	15-55	2	0-15	80-130
						5	0-15	4	0-15	3	0-15			
XI	Devastador			5	55-100	4	55-100	4	15-55	3	15-55	2	15-55	150-200
						5	15-55	5	0-15	4	0-15	1	0-15	
XII	Completamente devastador	Destr.	100	Destr.	100	Destr.	100	Destr.	55-100	Destr.	55-100	Destr.	55-100	>200

Como resultado del empleo de esta metodología, puede lograrse determinar la clase de vulnerabilidad asociada a cada tipo de estructura con base en las clases de vulnerabilidad que se presenta en la tabla 3.1, y asociando ésta a intervalos de probabilidad mediante claves. Las empleadas por Arellano *et al.* (2002) son las siguientes y tienen el siguiente significado: X la clase de vulnerabilidad más probable, *p* el intervalo probable, *e* el intervalo excepcional.

3.3.2. Metodología propuesta por Alcocer y colaboradores

La metodología propuesta por Alcocer *et al.* (2002) está enfocada a identificar los tipos existentes de vivienda en México, determinando sus características arquitectónicas, estructurales y sociales; determinando su comportamiento sísmico basado en los materiales estructurales y su distribución, desarrollando una guía de rehabilitación para mejorar la seguridad de dichas construcciones. Asimismo, presenta una evaluación del riesgo sísmico en zonas críticas. El proyecto que se desarrolla es estratégico para la toma de decisiones e implantar proyectos para la reducción del riesgo sísmico a nivel local.

El procedimiento desarrollado por Alcocer *et al.* (2002) contempla los siguientes puntos:

Identificar el proceso mediante el cual son construidas las viviendas, en función de la procedencia de los recursos, catalogándolas en los tres siguientes rubros:

- Vivienda informales (autoconstrucción)
- Vivienda financiada a través de programas gubernamentales (participación de arquitectos e ingenieros en el proceso de diseño).
- Vivienda privada (diseñadas por arquitectos o ingenieros). Pueden considerarse dentro de las menos vulnerables ante sismo.

Se propone una clasificación de las construcciones acorde al tipo de materiales de construcción empleados, tanto en el sistema estructural vertical (muros y columnas), como en el sistema estructural horizontal (losas). Se identificaron siete grupos de estructuras acorde a los materiales empleados en el sistema estructural vertical, los cuales son:

- Construcciones de adobe
- Viviendas con base en muros de mampostería
- Mampostería reforzada y confinada
- Construcciones con base en muros de concreto
- Construcciones con base en marcos de concreto
- Estructuras de madera

Alcocer *et al.* (2002) señalan los daños típicos en las viviendas de México, destacando deficiencias comunes encontradas en algunas viviendas que presentaron daños durante sismos pasados, dentro de las cuales destacan resistencias bajas de la mampostería, morteros de baja resistencia, carencia de inspección en el proceso constructivo, cimentación inadecuada, carencias de continuidad entre otras.

El daño de las estructuras se clasifica acorde a lo planteado por Alcocer *et al.* (1997) en doce rubros, algunos de estos son:

- Agrietamiento inclinado en muros con o sin elementos confinantes
- Agrietamiento inclinado en cadenas o castillos
- Inclinação de la estructura debido a licuación del suelo.
- Daño en muros debido a golpeteo con estructuras adyacentes
- Distribución estructural inadecuada, etc.

Para entender la fragilidad de las estructuras, en primera instancia, se presenta una relación entre el daño, expresado mediante la escala modificada de intensidades de Mercalli, MMI y la aceleración máxima del terreno, PGA. Con el apoyo de la base mexicana de sismos fuertes es posible construir mapas de igual aceleración. La figura 3.7 muestra las relaciones entre PGA y MMI para magnitudes de 7.0 y 7.5 para los sismos de Oaxaca y Tehuacán de 1999. Es interesante notar que para la misma intensidad, la aceleración durante el evento de Oaxaca fue por lo menos del doble de la observada en el evento de Tehuacán, este fenómeno puede deberse a la mejor calidad de las viviendas en Oaxaca, aunque este fenómeno aún es caso de estudio (Alcocer *et al.*, 2002).

Mediante la obtención de una cantidad mayor de información Alcocer *et al.* esperan que este tipo de relaciones brinden una ayuda para evaluar los escenarios de riesgo, estimar los niveles de daño y los costos de rehabilitación y reconstrucción.

Una hipótesis básica en el desarrollo del trabajo propuesto, consiste en que para la implantación de programas eficientes y efectivos para la reducción de la vulnerabilidad sísmica, es esencial entender las condiciones sociales de los habitantes, así como la vulnerabilidad física de la construcción, es decir, aquella asociada a sus propiedades ingenieriles. Con el apoyo de sistemas de información geográfica y usando los datos provenientes de los censos nacionales se han construido mapas, los cuales correlacionan el riesgo sísmico, el tipo de construcción y el índice de indigencia.

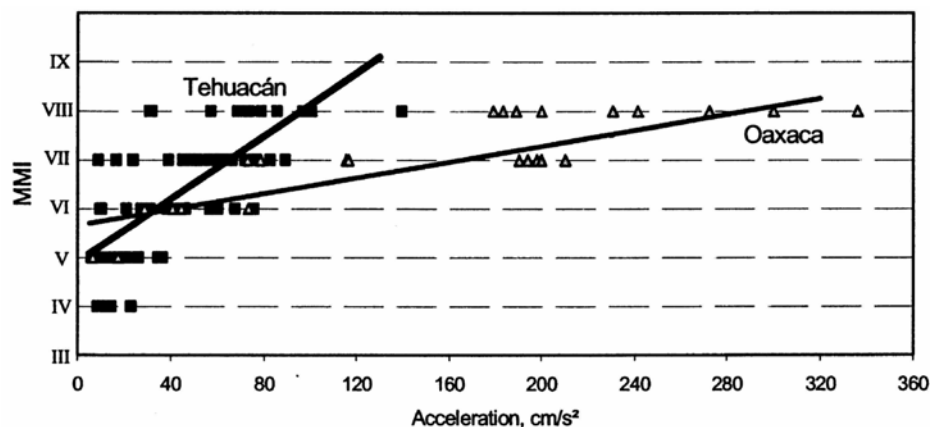


Figura 3.7. Curvas MMI – PGA para los sismos de Oaxaca y Tehuacan de 1999 (Alcocer *et al.*, 2002)

La tabla 3.3 presenta los porcentajes de las construcciones para todas las combinaciones en cuanto a sistema de piso y material que conforman los muros (Alcocer *et al.*, 2002).

Tabla 3.3. Porcentajes de las construcciones para todas las combinaciones en cuanto a sistema de piso y material que conforman los muros (Alcocer *et al.*, 2002)

MATERIALES PREDOMINANTES EN MUROS	MATERIALES DOMINANTES EN EL SISTEMA DE PISO				
	Láminas metal/asbestos	Paja - Madera	Losas de concreto o mampostería	Lámina de cartón	Tejas de Arcilla
Ladrillo, bloque, piedra, concreto.	11.4	1.9	61.3	2.1	2.0
Adobe	3.1	1.0	2.4	0.7	2.8
Madera	2.9	1.5	0.05	1.9	0.3
Láminas de cartón	0.1	0.02	0	0.6	0
Bahareque	0.5	0.4	0	0.3	0.1

Con el objeto de entender las relaciones entre el tipo de construcciones y el nivel socioeconómico de la población, el mapa de la figura 3.8 representa el índice de indigencia superimpuesta sobre la cantidad de casas de adobe en cada estado, también se muestran las zonas de riesgo sísmico. El índice de indigencia se traza para medir la calidad de vida en las comunidades.

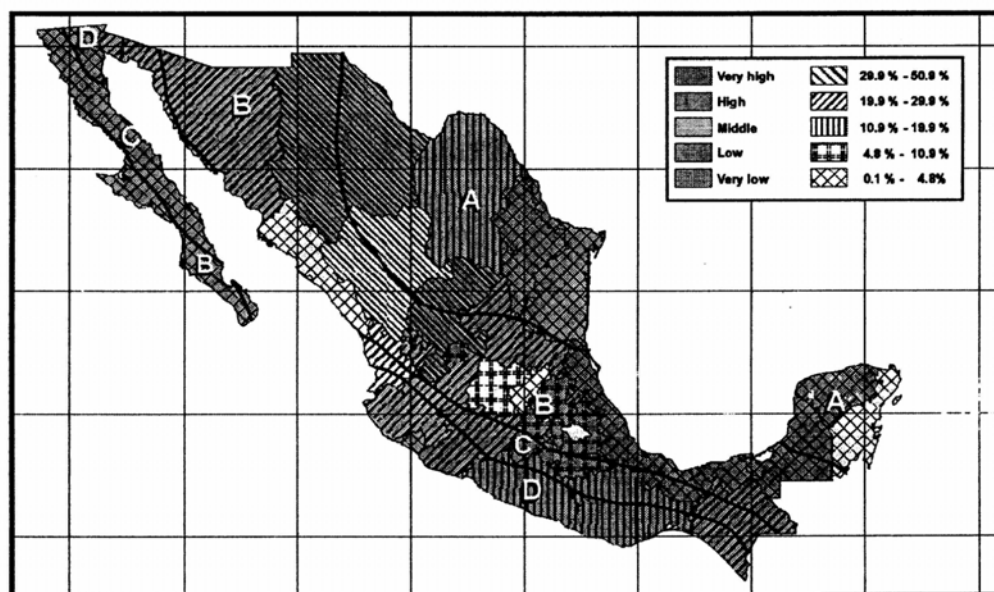


Figura 3.8. Porcentaje de densidad de casas de adobe, por estado, comparada con respecto al índice de indigencia (Alcocer *et al.*, 2002)

A continuación se describen las características de las zonas de riesgo sísmico mostradas en la figura 3.8.

Zona A: Corresponde a la zona con menor riesgo sísmico.

Zona D: Corresponde a la zona con mayor riesgo sísmico.

Zonas B Y C: Estas zonas presentan un riesgo sísmico alto.

3.3.3. Metodología propuesta por Chávez y colaboradores

Chávez *et al.* (1997) presentan una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en una zona específica, ejemplificándola con aplicación a la zona metropolitana de Guadalajara (ZMG).

Para este caso particular los autores contaban ya con estudios previos sobre la distribución de las construcciones en la zona metropolitana de Guadalajara por tipo de materiales y estructuración, edad y profundidad de la roca de los suelos en que se desplantan. En lo que se refiere a los materiales, se les caracterizó en tres tipos: construcciones con base en marcos de concreto armado y muros de relleno; construcciones con base en muros de ladrillo de lama o bloque y castillos de concreto reforzado; y construcciones con base en muros de bloque con muy poco refuerzo. En cuanto a las edades de las construcciones, éstas se dividieron en menores de 15 años, entre 15 y 40 años, y mayores de 40 años.

De igual manera, el autor contaba ya con información sobre la clasificación geotécnica de la zona de estudio, la cual fue aprovechada para observar algunas de las características de mayor importancia, como son la capacidad de amplificación dinámica de las diferentes zonas del área metropolitana dependiendo estos del espesor del suelo hasta la roca (Chávez *et al.*, 1997).

Para el caso de estudio, Chávez *et al.* (1997) decidieron representar el peligro sísmico de la ZMG, mediante un escenario, el cual consiste, por un lado, en adoptar una microzonificación de los suelos de la ZMG propuesta con anterioridad, como válida para fines sísmicos; y por otro, en aceptar que existe una probabilidad muy alta de que ocurra un sismo en la vecindad de la ZMG que sea capaz de generar intensidades de Mercalli Modificada de 6, 8, 8.5 y 9 en las diferentes subzonas de la microzonificación sísmica de la ZMG.

Ellos definen la vulnerabilidad como el nivel de daño esperado que puede presentarse sobre las construcciones de la ZMG como consecuencia de la ocurrencia de un sismo en su vecindad.

Para determinar la vulnerabilidad de las construcciones de la ZMG se emplean funciones de vulnerabilidad empíricas (funciones que relacionan el nivel de daño experimentado por construcciones de cierto tipo con las intensidades del sismo medidas en la escala modificada de Mercalli) las cuales fueron propuestas originalmente por Cochrane y Schaad en 1992, esto dado que no se cuenta con las funciones correspondientes a las construcciones de la ZMG (Chávez *et al.*, 1997).

En la figura 3.9 se muestran las funciones de vulnerabilidad empleadas, en dicha figura las abscisas representan la IMM del sismo, y las ordenadas el índice de daño, llamado relación de daño medio “D” expresado en por ciento. Este índice se define como el cociente de

dividir la suma de los costos de reparación de una construcción de un cierto material, y una edad específica, localizada en una zona con una IMM dada, entre el costo total de reemplazo de todas las construcciones con las mismas características y también localizadas en la zona con la misma IMM (Chávez *et al.*, 1997).

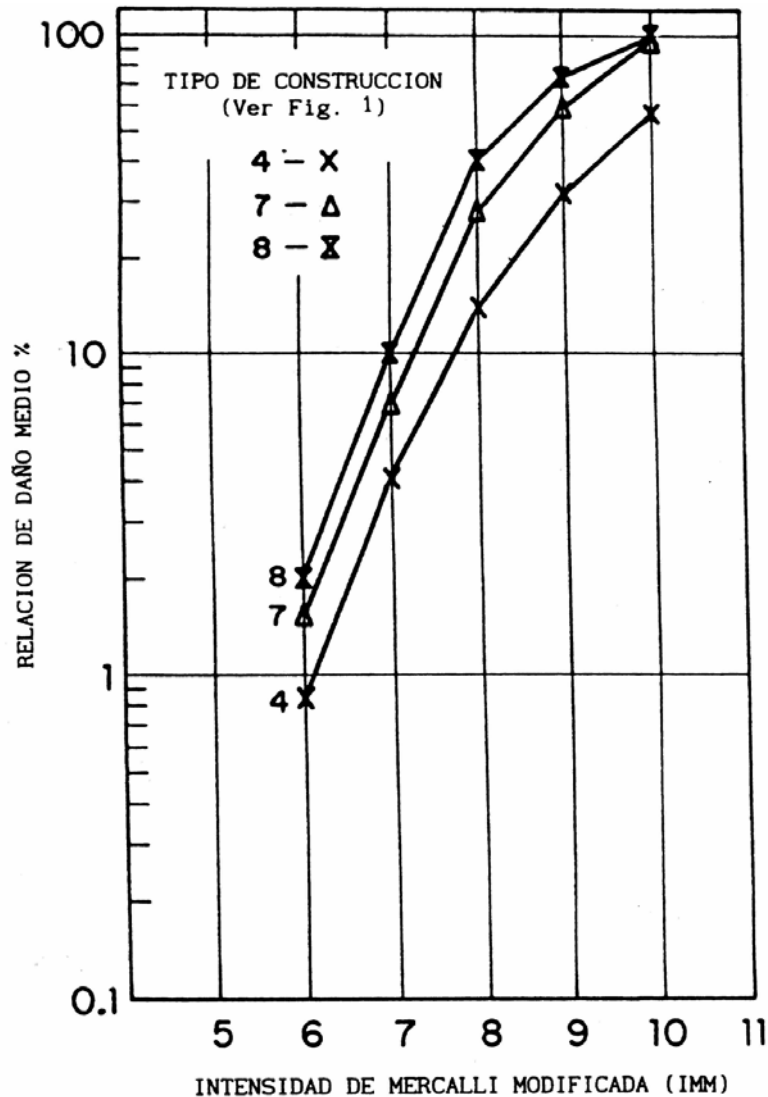


Figura 3.9. Curvas de relación de daño medio VS Intensidad de Mercalli Modificada (IMM), para diferentes tipos de construcciones (Chávez *et al.*, 1997)

Mediante la aplicación de ciertos coeficientes (propuestos por Cochrane y Schaad) a las curvas de la figura 3.9, resultan los valores de la relación de daño medio "D". Los valores de D se incrementan con la IMM y con la edad de las construcciones (Chávez *et al.*, 1997).

Para estimar la vulnerabilidad sísmica de las construcciones existentes de la ZMG, que ante la amenaza sísmica representada por la ocurrencia de un sismo en la vecindad de la ZMG, que produzca IMM de 6,8, 8.5, y 9, en las subzonas mencionadas, Chávez *et al.* (1997) hacen las siguientes hipótesis: (1) el valor de "D" está uniformemente distribuido por

unidad de superficie de la ZMG; “D” puede ser asociada a una fracción de la construcción tipo i dañada por un sismo con una cierta IMM; (2) la superficie total de construcción tipo “i” localizada en la subzona “j” de la ZMG, “Sij”, que resulta dañada por un sismo con intensidad IMM, puede ser estimada como el producto “Dij x Aij”, donde el termino Aij representa la superficie total de las construcciones tipo i localizado en la subzona j.

Los autores calcularon los valores de Sij para este caso particular, es decir, los valores de las superficies dañadas de la ZMG para el escenario sísmico propuesto, de los cual observaron que de la superficie total construida en Guadalajara, que es de 280 km², aproximadamente un 30% de las mismas (aproximadamente 90 km²) resultaría dañada de presentarse el escenario sísmico propuesto. En lo que se refiere a los totales de las superficies construidas para las edades E1 (< 15 años) 130 km², E2 (entre 15 y 30 años) 77 km², y E3 (>40 años) 71 km², se esperaría que resultaran dañadas las superficies siguientes: de la E1 un 25% (32 km²), de la E2 un 33% (25 km²), y de la E3 un 44% (32 km²).

3.3.4. Metodología propuesta por Álvarez y Gómez

La metodología propuesta por Álvarez y Gómez (1999) parte de la definición establecida de que la vulnerabilidad es el grado de daño experimentado por cierta intensidad y que un método determinado es aplicable cuando se cuenta con el censo de las construcciones de cierta población. Para este caso particular, los autores ejemplifican la metodología con aplicación al caso particular de la ciudad de Ometepec, Guerrero.

Con las tablas propuestas por Karnik *et al.* en 1984, los autores cuantificaron el número de viviendas que dejaron de funcionar (daño 4 y 5) a causa de un sismo en particular, esto se comparó con la información de daños que causó el sismo en cuestión encontrando buena correlación con las estructuras de mampostería de adobe sin estructura resistente.

Para el empleo de la metodología, se requirió realizar un levantamiento de las viviendas existentes identificando los diferentes tipos de construcciones. Para recabar los datos requeridos de cada una de las construcciones existentes en la ciudad de Ometepec, Álvarez y Gómez (1999) diseñaron un formato, el cual está subdividido en tres partes:

1. Datos generales. Contiene la ubicación de la construcción en la ciudad, el uso de la construcción, el nombre del propietario y la fecha del censo.
2. Clasificación de las construcciones con base a su estructuración. Contiene la información relevante de la estructura resistente de la construcción, para lo cual se plantearon las dos siguientes clasificaciones:
 - Construcción sin estructura sismo-resistente
 - Construcción con estructura sismo-resistente
3. Características generales de la construcción. Contiene la edad de la construcción, informe de daños ocasionados por sismos pasados, tipos de trabajos de reparación o rehabilitación observados, el estado actual que guarda el inmueble y algunos datos importantes que se asientan en el rubro de observaciones.

A partir de los datos del censo de vivienda de la ciudad de Ometepec, se realizó una clasificación de acuerdo al tipo de construcción para poder aplicar las tablas correspondientes a cada grupo. La clasificación contempla las siguientes divisiones:

- Estructuras de bajareque o jaulilla
- Estructuras de mampostería de adobe sin refuerzo
- Estructuras de mampostería reforzada (tabique y/o bloque)
- Estructuras reticulares (con o sin MCR)

Estimación de la vulnerabilidad.

Es necesario contar con un estudio de zonificación sísmica de la región en estudio, para con esto conocer las características principales de los suelos en cuestión.

Los autores contaban ya con información sobre un estudio de la zonificación sísmica de Ometepec hecha en 1998 por Gama y sus colaboradores, el cual basado en mediciones de vibración ambiental determinó que el subsuelo de la ciudad de Ometepec puede considerarse de un solo tipo (terreno firme), por lo que sólo se requiere considerar una microzona sísmica.

La pérdida probable (en porcentaje) de una estructura es definida por la categoría de daño (DR). Por otro lado cada grado de intensidad de la escala (MSK ó MM) representa el número de edificios de una cierta categoría a dañarse, se consideran seis diferentes grados de daño, los cuales contemplan lo siguiente (Álvarez y Gómez, 1999):

- Grado 0. No existe daño
- Grado 1. Daño ligero (grietas fina en yeso, caídas de pequeñas partes del recubrimiento)
- Grado 2. Daño moderado (pequeñas grietas en muros, desprendimiento de piezas grandes del recubrimiento, grietas en chimeneas)
- Grado 3. Daño severo (grietas grandes y profundas en muros, colapso de chimeneas).
- Grado 4. Destrucción (abertura de muros, parte del edificio colapsado, desconexión de partes del edificio, colapso de muros estructurales).
- Grado 5. Colapso total de las construcciones.

Al combinar las pérdidas (DR) con los porcentajes (N) con la fórmula $V = \sum N_i(DR)_i/100$ se calculan valores de vulnerabilidad para las categorías A, B Y C, y para los diferentes grados de intensidad (Figura 3.10).

Para estimar la vulnerabilidad, los autores emplearon las tablas propuestas por Karnik en 1984. En estas tablas se asignan porcentajes de daño según la escala de intensidades MSK.

Álvarez y Gómez contaban ya con un estudio previo de vulnerabilidad presentado por Pinto y colaboradores en 1993, en el cual se presentan los porcentajes de edificios con

grado de daño 5, 4 y 3. Para los dos tipos de viviendas estudiados en este caso, los autores usaron el tipo A para adobe sin refuerzo, el tipo B para adobe reforzado y el tipo C para mampostería reforzada de tabique de barro rojo y de bloque. Los porcentajes de construcciones con cada grado de daño son asignados para la intensidad MSK. Las intensidades manejadas son intensidades equivalentes aproximadas con base en la información de intensidades de Mercalli Modificada (Álvarez y Gómez, 1999).

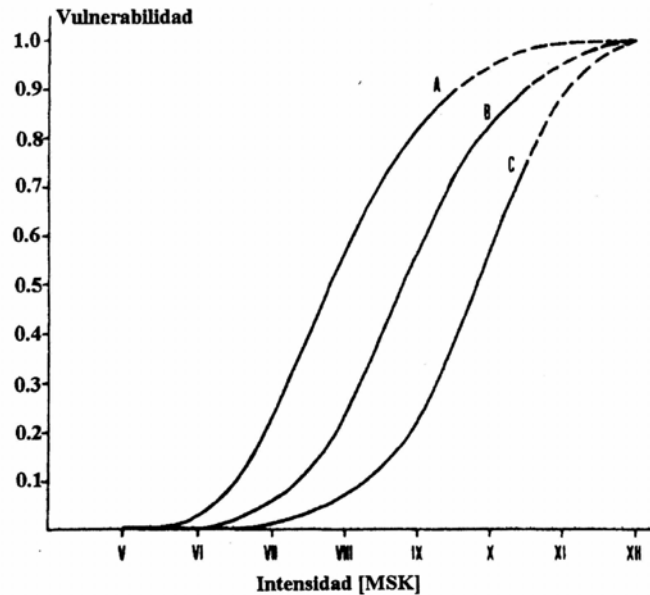


Figura 3.10. Funciones de vulnerabilidad de tres categorías de edificios para la escala MSK. (Álvarez y Gómez, 1999)

Para un escenario sísmico en particular, se obtiene el valor de la intensidad en la escala MSK, esto conociendo la intensidad del sismo en la escala de Mercalli modificada. Al multiplicar el número de viviendas por los porcentajes de construcciones con grado de daño de tres a cinco se estima el número de viviendas con grados de daño 3, 4 y 5 para cada tipo de construcción del sismo en estudio, estos últimos valores fueron obtenidos para la máxima intensidad esperada en la ciudad de Ometepec.

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS EN EL DISTRITO FEDERAL

4.1. Descripción de la metodología propuesta para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras en el Distrito Federal

Una de las principales preocupaciones en la ingeniería sísmica ha sido el estimar de una manera sencilla la respuesta no lineal de las estructuras ante sismos intensos, con la finalidad de poder incorporar estos conceptos en las normas de diseño sísmico de estructuras en los reglamentos. (Tena, 1998).

El concepto de espectro no lineal de ductilidad ha demostrado ser práctico para fines de diseño estructural original; sin embargo, el concepto de espectro de diseño basado en espectros no lineales de ductilidad no resulta práctico para la evaluación o revisión de sistemas estructurales existentes, ya que se pierde mucho tiempo evaluando una estructura, utilizando generalmente un método de análisis elástico en la determinación de las fuerzas internas actuantes en un edificio; las fuerzas internas calculadas y amplificadas por los factores de carga se comparan contra la capacidad resistente de los elementos permitida por el reglamento en cuestión. Esta metodología se considera ineficiente para la revisión de una estructura existente, ya que ésta puede estar lejos de ser elástica y, además, la revisión estructural sería más congruente si se combinan criterios de capacidad última con pruebas experimentales tales como vibración ambiental o vibración forzada y con lo que se define como espectros de demandas de ductilidad (Tena, 1998).

Los espectros de demandas de ductilidad relacionan las demandas de ductilidad de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una resistencia lateral dada, es decir, los espectros de demandas de ductilidad son espectros de isorresistencias (Tena, 1998).

La metodología propuesta se basa en el trabajo desarrollado por Tena en 1998, en la que propone una metodología de evaluación sísmica simplificada de estructuras que implica el cálculo de espectros de demandas de ductilidad, ya que son de gran utilidad para la revisión de estructuras existentes ante sismos.

Este proyecto se concentra en el estudio exclusivo de estructuras de concreto, con sistemas estructurales con base en marcos y losa plana, ya que estos sistemas fueron los que resultaron con mayores daños durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, como se mencionó en el capítulo 1.

Dado que las estructuras consideradas tienen como material base al concreto reforzado, deberá considerarse un modelo de histéresis que represente de la mejor manera posible el comportamiento de este material. Tomando en consideración que los reglamentos de construcción consideran diseños dúctiles y no dúctiles (a partir de 1976), será necesario el empleo de dos modelos de histéresis que representen cada uno de los comportamientos mencionados.

La capacidad de la estructura se estimará asociando las resistencias laterales mínimas que una estructura diseñada conforme a los lineamientos de un reglamento específico debiera tener si se cumplieron con todas las recomendaciones estipuladas por ese reglamento, mientras que las propiedades dinámicas, tales como el periodo de vibrar de la estructura, se estimará por medio de ecuaciones simplificadas que están en función del número de niveles de la estructura o de la altura de la misma, la cuales toman en cuenta el material de construcción y la zona en la que está ubicada la estructura.

Debe considerarse que los periodos obtenidos de esta manera presentarán discrepancias al compararse con otros métodos, como pueden ser mediciones por vibración ambiental o vibración forzada, entre otras, pero se considera que su nivel de confiabilidad es adecuado.

Una vez definida la capacidad sismo-resistente última de las estructuras, su periodo fundamental, el modelo de histéresis y la zona de de interés, se calcularán las demandas de ductilidad ante cada una de las excitaciones sísmicas consideradas en el estudio.

Cabe señalar que de las 92 estaciones acelerométricas contempladas en el estudio (figura 4.1) únicamente 12 de ellas registraron el evento del 19 de septiembre de 1985, por lo que se tiene la necesidad de generar de manera artificial los registros acelerométricos correspondientes a las estaciones acelerométricas restantes, esto con base en la metodología propuesta por Pérez-Rocha (1998), al respecto se abundará con mayor detalle en el capítulo 5.

Con los resultados que se obtendrán de los análisis (demandas de ductilidad y desplazamiento), se construirán mapas de curvas de demandas para la zona metropolitana de la ciudad de México, para lo cual se empleará en la construcción de los mapas un modelo de interpolación Bayesiano, el cual se describirá con mayor detalle en capítulos posteriores. Los resultados que se obtengan se compararán con el levantamiento de daños realizado por el Instituto de Ingeniería después del sismo del 19 de septiembre de 1985. La metodología descrita se ilustra en la figura 4.2.

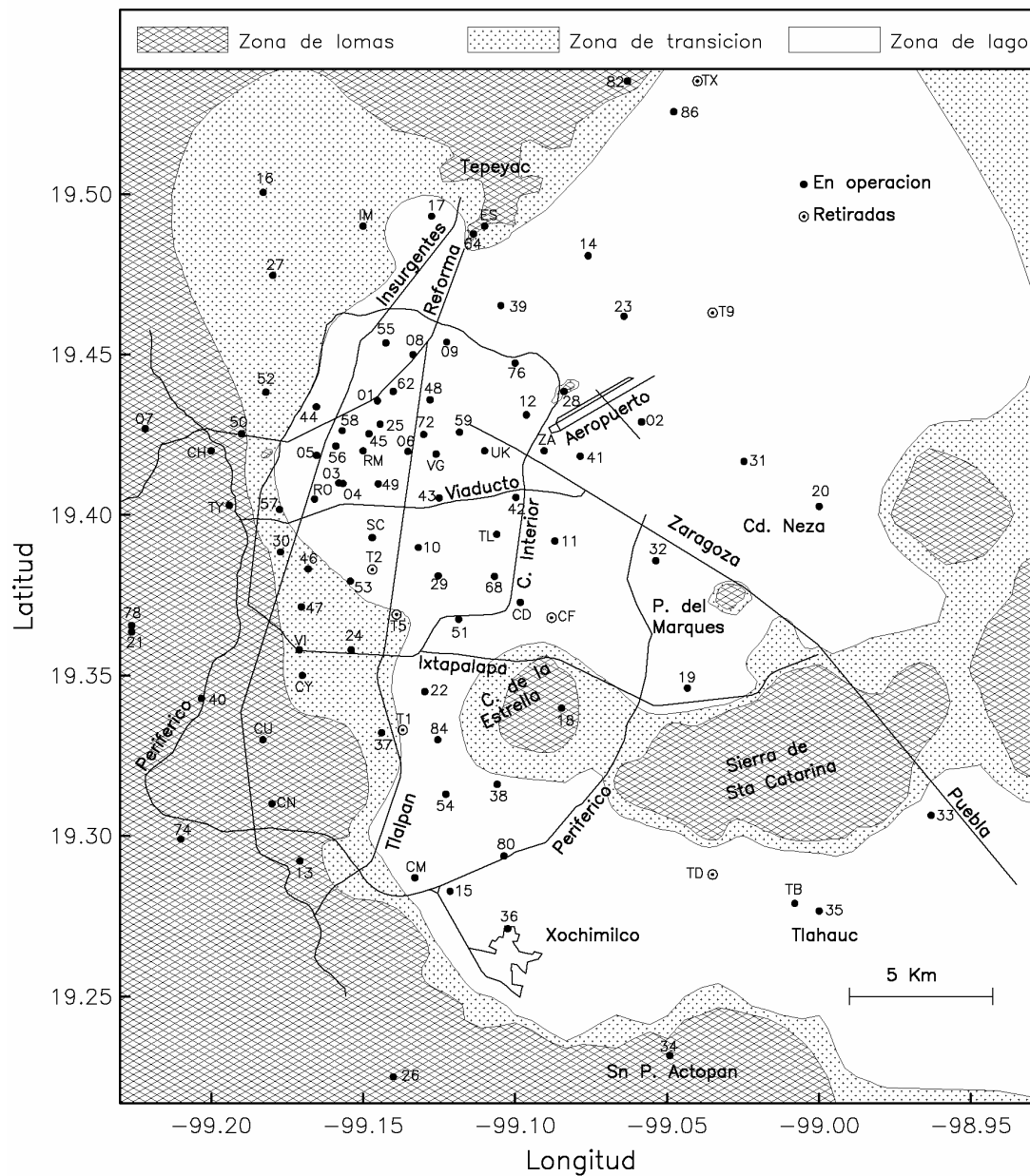


Figura 4.1. Estaciones de la Red acelerométrica de la ciudad de México (RACM) consideradas en el estudio (Pérez-Rocha, 1998)

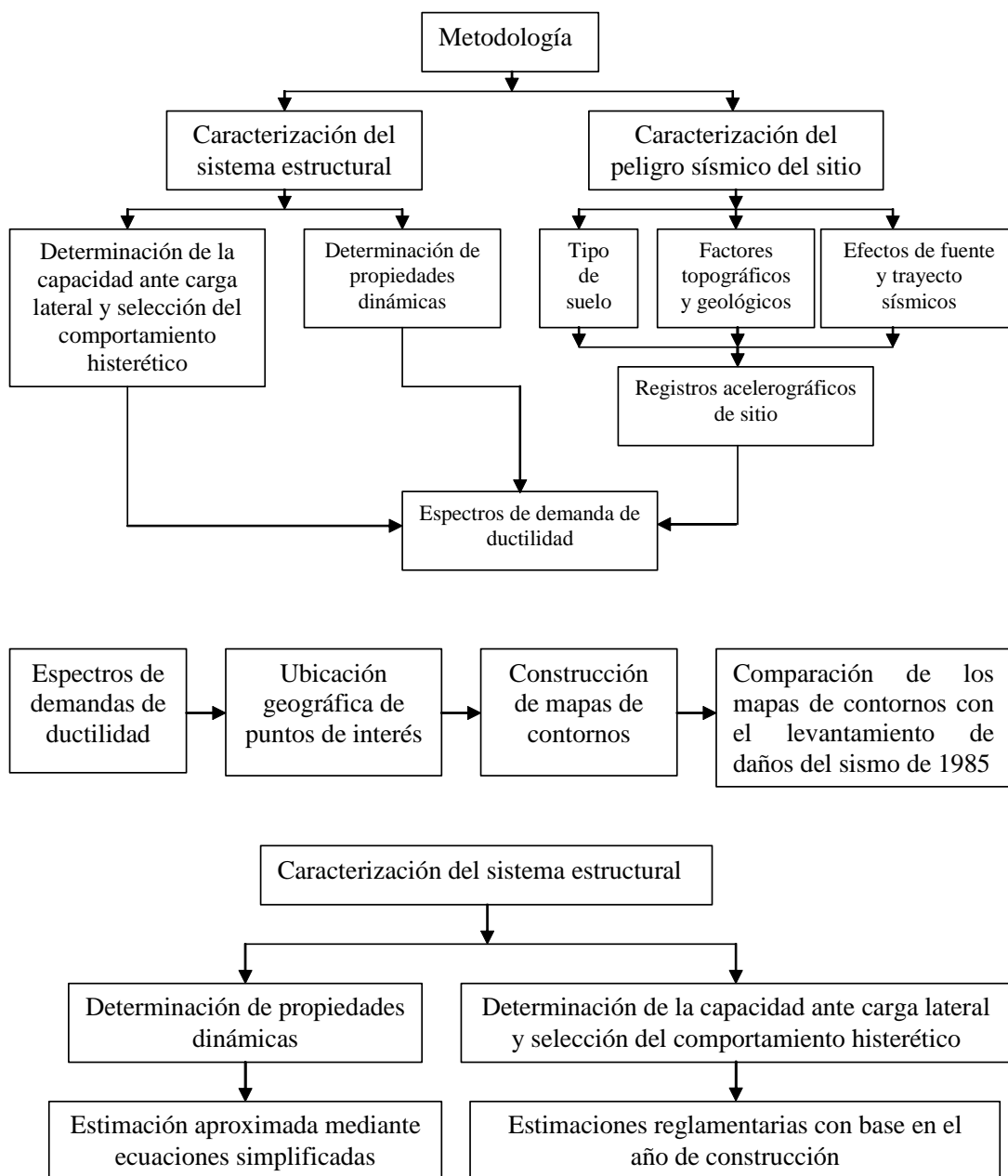


Figura 4.2. Metodología propuesta para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes

4.2. Evolución de los reglamentos de construcción en el Distrito Federal

Para poder realizar una revisión congruente de las resistencias laterales de los diferentes grupos de estructuras a tratar, se tomó en cuenta, principalmente el reglamento de construcción sobre el cual está basado su diseño, lo cual brindará información valiosa referente a la resistencia lateral mínima que la estructura en consideración debería tener si ésta fue diseñada conforme a los lineamientos estipulados en el reglamento en vigor. Es por esto conveniente realizar una revisión cuidadosa respecto a la evolución de los

aspectos más relevantes de cada uno de los reglamentos con los cuales pudieron haber sido diseñados las estructuras a tratar.

4.2.1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1942

Aspectos relevantes (“Fundación ICA”, 1988):

- Las fuerzas sísmicas se obtenían multiplicando el peso total de la estructura, incluyendo cargas vivas y muertas, arriba del nivel que se considerara, por un coeficiente sísmico (relación de la aceleración del temblor supuesto a la aceleración de la gravedad), los cuales se listan a en la tabla 4.1 para cada tipo de estructura:

Tabla 4.1. Coeficientes sísmicos estipulados en el RCDF-1942(“Fundación ICA”, 1988)

COEFICIENTE SÍSMICO	TIPO DE ESTRUCTURA							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
c	0.10	0.05	0.025	0.025	0.025	0.025	0.01	0

- No se tomaba en cuenta el tipo de terreno en que se construían las estructuras, ni tampoco el incremento de las aceleraciones en niveles superiores, provocado por la flexibilidad de la estructura, esto es, se suponía aceleración constante en elevación.
- Para revisar la capacidad ante cargas verticales y de sismos se permitían incrementos de 33% en los esfuerzos admisibles con respecto a los empleados para la condición de cargas verticales exclusivamente.
- El cálculo por sismo sólo se exigía para lugares de reunión o cuya altura fuera mayor de 16 m o de dos veces la dimensión menor de la planta.
- Se restringía la altura de las construcciones a un máximo de 35 m de altura

4.2.2. Normas de Emergencia de 1957

Aspectos relevantes (“Fundación ICA”, 1988):

- El valor del coeficiente sísmico depende ahora de la zona donde se encuentre ubicada la estructura.
- Se propone una nueva distribución de aceleraciones, la cual es variable con la altura para obtener una envolvente de fuerzas sísmicas más adecuada.
- Se permite el diseño de estructuras con alturas mayores de 35 m.
- Las estructuras con altura mayor a 45 m requerían un análisis dinámico para garantizar su estabilidad.
- La clasificación del suelo del Distrito Federal constaba de tres tipos: blando (espesores de material compresible mayores a 10 m), transición (espesores de material compresible menores a 10 m) y firme (cuando tenía muy baja compresibilidad y alta capacidad de carga).

- La tabla 4.2 muestra la agrupación de las estructuras y presenta comparativamente como fueron consideradas en el reglamento de 1942.
- La tabla 4.3 muestra la clasificación por estructuración considerada en este reglamento.
- Los coeficientes sísmicos se muestran en la tabla 4.4

Tabla 4.2. Tipos de estructuras consideradas en el RCDF-1957(“Fundación ICA”, 1988)

TIPO DE ESTRUCTURA EN 1957	ANTERIORMENTE EN 1942
A	I Y II
B	III a VI
C	VII Y VIII

Tabla 4.3. Clasificación por estructuración considerada en el RCDF-1957 (“Fundación ICA”, 1988)

CLASIFICACIÓN POR ESTRUCTURACIÓN	COMENTARIOS
1	Estructuras de concreto o de acero con muros de relleno que contribuyen a aumentar su rigidez, ligados y distribuidos adecuadamente.
2	Construcciones de concreto o de acero que no tienen elementos ajenos a la estructura que contribuyan a aumentar su rigidez, los contraventeos y muros de concreto ligados solidariamente a la estructura, se consideraban parte integrante de esta.
3	Construcciones soportadas únicamente por muros de carga.

Tabla 4.4. Coeficientes sísmicos estipulados en el RCDF-1957 (“Fundación ICA”, 1988)

EDIFICIOS		TIPO DE TERRENO		
Grupo	Clase	A Blando	B Transición	C Firme
A	1	0.15	0.13	0.12
	2	0.20	0.18	0.15
	3	0.15	0.18	0.20
B	1	0.07	0.06	0.05
	2	0.10	0.09	0.07
	3	0.07	0.09	0.10
C	1,2,3	0	0	0

- Para revisión ante la acción combinada de efectos de sismo y carga vertical se aceptaron, para estructuras de concreto reforzado, esfuerzos en el concreto del doble de los correspondientes a la carga vertical, con excepción de la tensión diagonal que sólo aceptaba incrementos de 33%, en el acero de refuerzo de grado estructural se aceptaban esfuerzos de 90% del límite de fluencia y aceros especiales del 80% del límite de fluencia.
- Se permitió el empleo de diseño al límite con los siguientes factores de seguridad para el caso de estructuras de concreto:

Flexión	1.2
Carga axial	1.5

- Se limitaron los desplazamientos horizontales relativos entre dos puntos sucesivos de restricción de columnas o muros a 0.002 de la diferencia de elevación entre dichos puntos.
- Se incluyeron disposiciones para tomar en cuenta oscilaciones torsionales.

4.2.3. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966

Aspectos relevantes (“Fundación ICA”, 1988)

- Se consideraban únicamente dos tipos de suelo, blando y firme (la zona de transición se incorporó a la zona de terreno blando)
- En la tabla 4.5 se muestra la clasificación de edificios por su destino, la cual se modificó respecto al reglamento de 1957.
- La clasificación por estructuración se muestra en la tabla 4.6
- Los coeficientes sísmicos especificados para estructuras del grupo **B** y **A** eran los mostrados en las tablas 4.7 Y 4.8 respectivamente.
- Para las estructuras del grupo **C** no se requería diseño por sismo.

**Tabla 4.5. Clasificación de edificios por su destino según el RCDF-1966
 (“Fundación ICA”, 1988)**

CLASIFICACIÓN POR DESTINO	COMENTARIOS
A	Edificios gubernamentales y de servicios públicos, entre otros.
B	Construcciones para la habitación privada o de uso público.
C	Construcciones aisladas.

Tabla 4.6. Clasificación de edificios acorde a su estructuración según el RCDF-1966 (“Fundación ICA”, 1988)

CLASIFICACIÓN	COMENTARIOS
1	Estructuras que se deforman básicamente por flexión de los miembros estructurales al ser sometidos a cargas laterales.
2	Estructuras que se deforman básicamente por esfuerzo constante o fuerza axial de los miembros estructurales al ser sometidos a cargas laterales.
3	Tanques elevados, chimeneas y construcciones soportadas con una sola hilera de columnas y estas no están ligadas mediante elementos rígidos.

Tabla 4.7. Coeficientes sísmicos especificados en RCDF-1966 para estructuras del grupo B (“Fundación ICA”, 1988)

TIPO DE ESTRUCTURACIÓN	ZONA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	ZONA DE BAJA COMPRESIBILIDAD
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

Tabla 4.8. Coeficientes sísmicos especificados en RCDF-1966 para estructuras del grupo A (“Fundación ICA”, 1988)

TIPO DE ESTRUCTURACIÓN	ZONA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	ZONA DE BAJA COMPRESIBILIDAD
1	0.078	0.052
2	0.104	0.104
3	0.195	0.13

4.2.4. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976

Aspectos relevantes (Manual de diseño por sismo, 1977):

- Se reclasificó al suelo del Distrito Federal en tres tipos: blando (espesores de material compresible mayores a 20 m), transición (espesores de material compresible comprendidos entre 3 y 20 m) y firme (espesores de material compresible menores o iguales a 3 m).
- Los coeficientes sísmicos manejados en este reglamento se muestran en la tabla 4.9.
- Se reconoció por primera vez, la ductilidad que pueden desarrollar las estructuras, los factores de reducción por ductilidad varían entre 1 y 6 para el

cálculo de las fuerzas sísmicas. La tabla 4.10 muestra los factores de ductilidad manejados para estructuras de concreto.

Tabla 4.9. Coeficientes sísmicos especificados en RCDF-1976 para estructuras del grupo B (Manual de diseño por sismo, 1977)

ZONA	COEFICIENTE SÍSMICO
I (Firme)	0.16
II (Transición)	0.20
III (compresible)	0.24

Tabla 4.10. Factores de ductilidad especificados en RCDF-176 para estructuras de concreto. (Manual de diseño por sismo, 1977)

ESTRUCTURACIÓN	Q
Marcos de concreto (dúctil)	6
Marcos de concreto	4

4.2.5. Evolución de los Espectros de diseño elásticos para estructuras del grupo B

A continuación se presenta, de manera gráfica, la evolución que han tenido los espectros de diseño elásticos desde 1942 hasta 2004 para estructuras del grupo B, de los cuales se observa que no fue hasta 1976 que se contempló como tal un espectro de diseño, para los años precedentes la variación de la resistencia era independiente del periodo natural de vibración de la estructura. Las figuras 4.3, 4.4 y 4.5 muestran los espectros para la zona I, zona II y zona III respectivamente. El espectro correspondiente al RCDF-2004, es el estipulado en el cuerpo principal de dicho reglamento.

De los espectros mostrados en las figuras 4.3, 4.4 y 4.5, se observa claramente, como a través de las diferentes experiencias adquiridas durante algunos eventos sísmicos de importancia, se han realizado correcciones en cuanto a los requerimientos de resistencia, las cuales se han visto reflejadas a través de un incremento en los coeficientes sísmicos de diseño, esto con el afán de contar con estructuras cuyos diseños estén acorde a las demandas y requerimientos esperados. Con lo anterior se intenta realizar diseños con un nivel de seguridad adecuado.

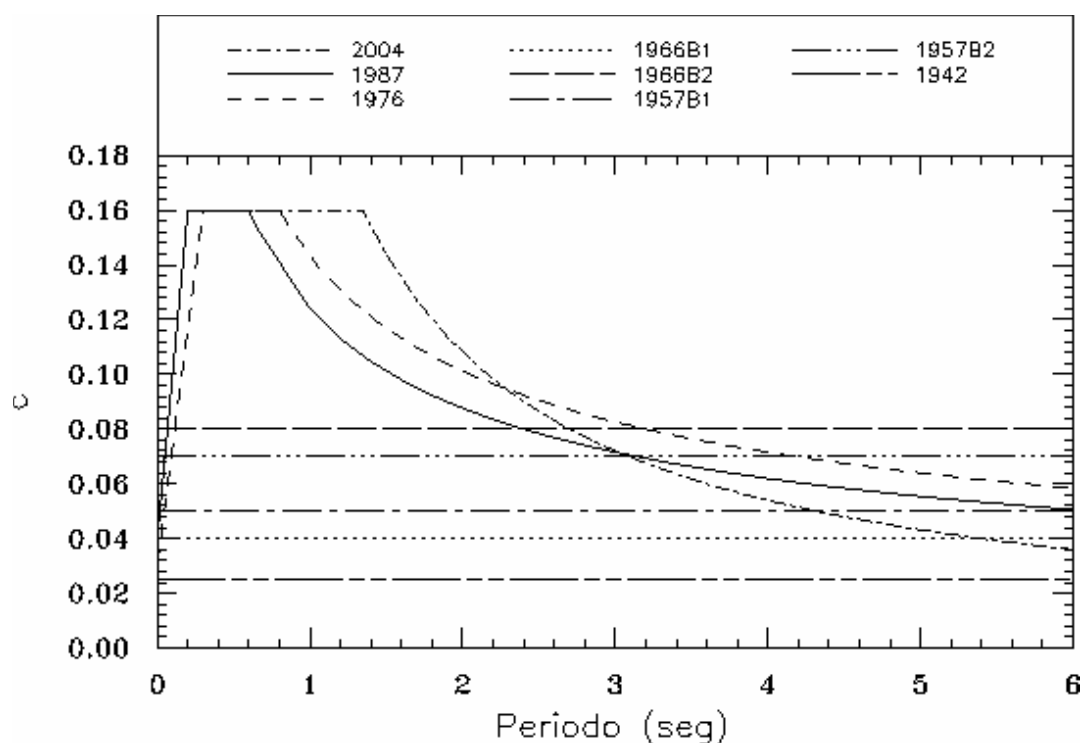


Figura 4.3. Evolución de los espectros de diseño elásticos en estructuras del grupo B en zona I

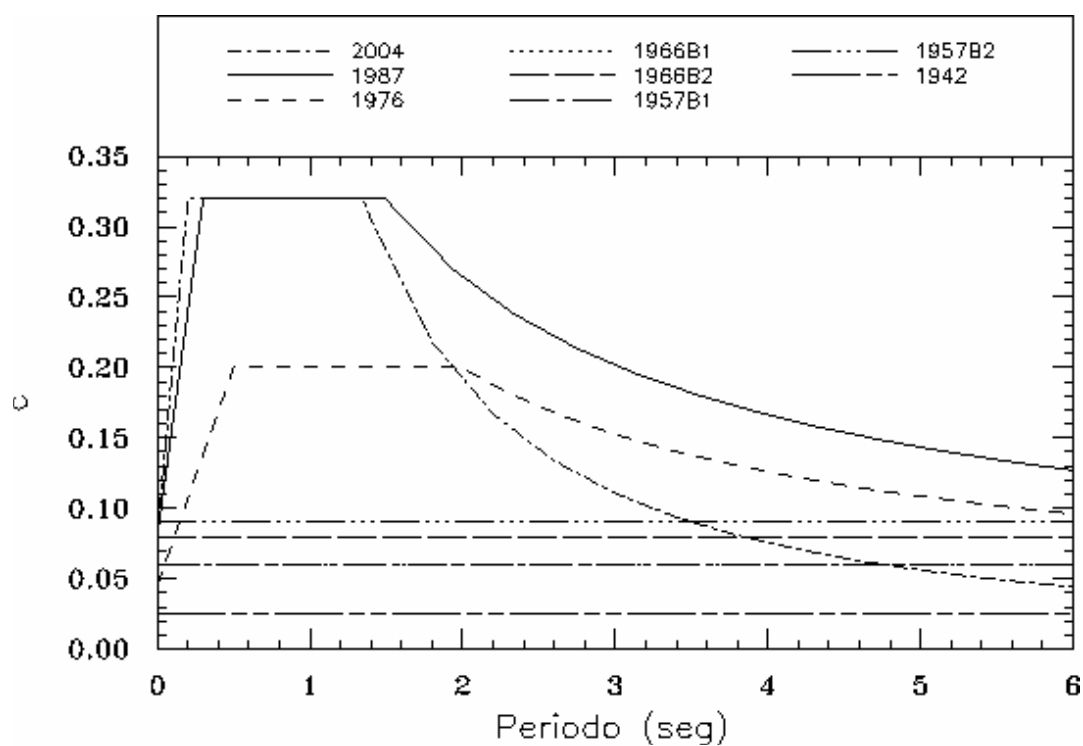


Figura 4.4. Evolución de los espectros de diseño elásticos en estructuras del grupo B en zona II

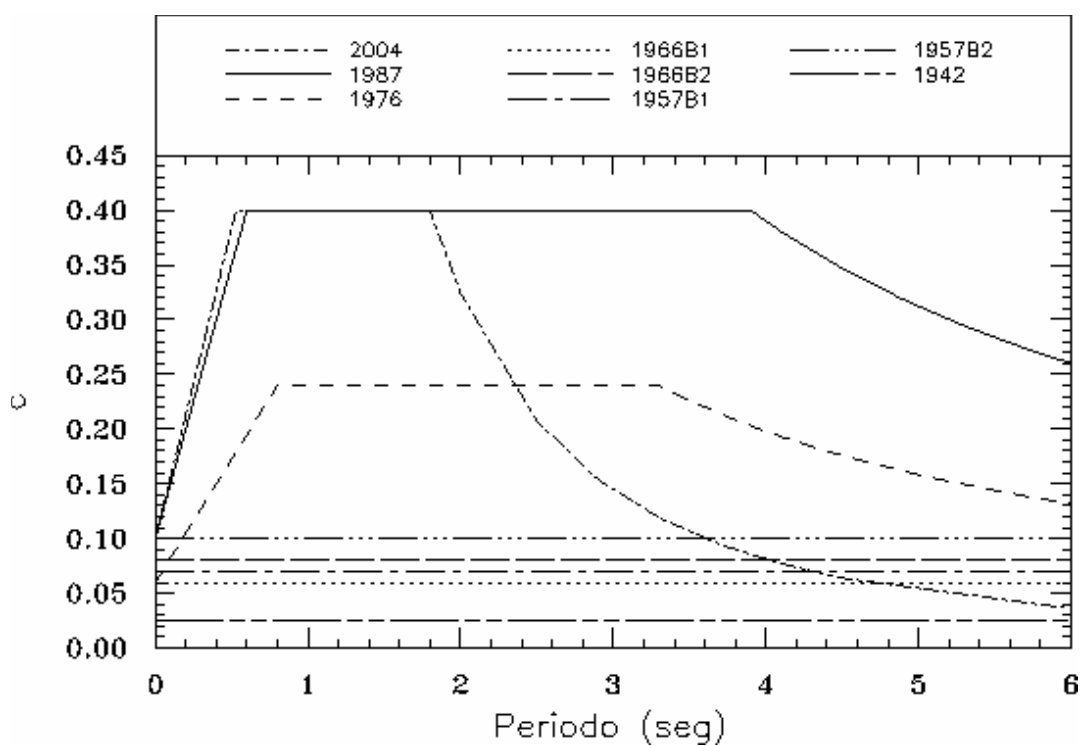


Figura 4.5. Evolución de los espectros de diseño elásticos en estructuras del grupo B en zona III

Lo anterior, como ya se mencionó, nos permitirá obtener las resistencias laterales para cada uno de los reglamentos a estudiar, y con esto contar con información necesaria para el cálculo de los espectros de demandas de ductilidad.

CAPÍTULO V

MOVIMIENTOS DEL TERRENO DURANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985, REGISTRADOS Y ARTIFICIALES OBTENIDOS A PARTIR DE LOS DATOS DE LA RED DE MOVIMIENTOS FUERTES DEL VALLE DE MÉXICO

5.1 Movimientos del terreno

Los daños sin precedentes producidos en la ciudad de México por el gran sismo de Michoacán ($M_s=8.1$) el 19 de septiembre de 1985 y los escasos registros que existieron de este en la zona del valle de México, indujo a una mayor instrumentación de la región, con la finalidad de contar con mayor información en eventos sísmicos futuros. Los registros de la red acelerométrica de la ciudad de México han servido a diferentes investigadores para estudiar diferentes fenómenos que se presentan en la ciudad, dentro de los cuales figura el fenómeno de amplificación dinámica del suelo, el cual ha sido tratado por diferentes autores (Pérez Rocha, 1998).

En 1988 Castro y colaboradores construyeron un modelo empírico para predecir las ordenadas del espectro de amplitudes de Fourier (EAF) de las aceleraciones del terreno para el sitio CU. El modelo se basa en la regresión lineal de los datos a partir de una forma funcional que está acuerdo con modelos de fuente sísmica. Para superar la insuficiencia de datos, Ordaz y colaboradores construyeron en 1994 un modelo de regresión basado en el teorema de Bayes. Este teorema permite incorporar información previa a los datos, por ejemplo, la que proviene de modelos y estudios teóricos, o bien, de la experiencia en otras regiones (Pérez-Rocha, 1998).

5.2 Determinación de espectros de Amplitudes de Fourier (EAF) para terreno firme

Existe un método complementario en el que se emplean los registros de sismos pequeños (< 6) y moderados ($6 < M < 7$) para simular el movimiento producido por sismos mayores. Lo planteado se apoya en la hipótesis de que la complejidad observada en los registros estará presente en aquéllos producidos por sismos de mayor magnitud originados en la misma región epicentral. Los efectos atribuidos a la fuente (discontinuidades en el área de contacto entre placas, efectos de directividad, velocidad de ruptura, particularidades de la irradiación energética, etc.) y al trayecto (principalmente la atenuación), se preservan en temblores grandes y chicos (Pérez-Rocha, 1998).

Haciendo uso de un modelo teórico para el escalamiento de la fuente sísmica, Ordaz y colaboradores obtuvieron en 1993 resultados satisfactorios al simular los registros del sismo del 25 de abril de 1989 ($M_s=6.9$), a partir de los registros producidos por un sismo pequeño ($M_s=5.0$) ocurrido en la misma región el 2 de mayo de 1990 (Pérez-Rocha, 1998).

El modelo teórico de fuente sísmica ω^2 , es el empleado para el escalamiento de las amplitudes del movimiento del terreno observado en CU. Con este modelo se busca preservar las peculiaridades espectrales, atribuidas a la fuente sísmica y al trayecto, en la estimación de movimientos del terreno producidos por posibles sismos futuros de gran tamaño (Pérez-Rocha, 1998).

Durante el proceso de escalamiento espectral, si la función de Green está bien medida en baja frecuencia (entre 0.1 y 0.4 Hz) y el cociente de momentos sísmicos grande entre chico no excede de 10^3 , el escalamiento puede suministrar resultados muy razonables.

Para la frecuencia angular de excitación ω , el espectro de amplitudes de Fourier $A(\omega)$ está definido por

$$A(\omega) = cM_0 \frac{1}{1 + \omega^2 \omega_c^2} \frac{e^{-\omega R 2Q\beta}}{R} \quad (5.1)$$

donde R es la distancia desde el sitio de observación hasta el área de ruptura (en cm), β es la velocidad de propagación de ondas de corte (en cm/s), Q es el factor de calidad, ω_c es la frecuencia de esquina angular, M_0 es el momento sísmico (en ergs) y C es una constante dada por

$$C = \frac{R_{\theta\phi} \cdot FS \cdot PRTITN}{4\pi\rho\beta^3} \quad (5.2)$$

en la que ρ es la densidad de masa (en gr/cm^3), $R_{\theta\phi} = \sqrt{2/5}$ es el factor de irradiación para ondas de corte, $FS = 2$ es el factor de superficie libre y $PRTITN = 1/\sqrt{2}$ es el factor de reducción con que se toma en cuenta la partición de energía en dos componentes horizontales. El término M_0 es el momento sísmico (en ergs), que se puede estimar haciendo uso de la magnitud M y de la expresión propuesta por Hanks y Kanamori en 1979

$$M_0 = 10^{1.5(M+10.7)} \quad (5.3)$$

para estimar la frecuencia de esquina f_c (en Hz) se tiene la relación de Brune

$$f_c = 4.96 \times 10^6 \beta (\Delta\sigma / M_0)^{1/3} \quad (5.4)$$

donde $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzos (en bares). En esta expresión, la velocidad de ondas de corte β se suministra en km/s.

si con los subíndices o y p se designa a los temblores observado y postulado, y se acepta que el producto $Q\beta$ y la constante C (es especial el término $R_{\theta\phi}$) son los mismos para ambos temblores, el cociente teórico de amplitudes de espectros de Fourier $G(\omega) = A_p(\omega)/A_o(\omega)$ se escriben como

$$G(\omega) = \frac{M_{Op}}{M_{Oo}} \frac{1 + \omega^2 \omega_{co}^2}{1 + \omega^2 \omega_{cp}^2} \frac{R_o}{R_p} e^{-\omega(R_p - R_o)2Q\beta} \quad (5.5)$$

Puede verificarse que el valor estático (para frecuencia cero) de la función de escalamiento $G(\omega)$ es el cociente de momentos sísmicos M_{Op} / M_{Oo} , y que al aumentar la frecuencia, la amplitud predicha para el escalamiento se reduce con tendencia asintótica al valor $(M_{Op} / M_{Oo})^{1/3} (\Delta\sigma_p / \Delta\sigma_o)^{2/3}$. En efecto, a medida que crece el tamaño de un temblor, las amplitudes del movimiento de periodo largo crecen más rápidamente que las del movimiento de periodo corto. En otras palabras, si se desea caracterizar el movimiento que produciría un temblor de mayor magnitud, sería incorrecto multiplicar las amplitudes del EAF por una cantidad constante. En este proyecto los EAF de sismos postulados se especifican mediante el producto $A_p = G(\omega) A_o(\omega)$, siendo $A_o(\omega)$ el EAF de algún temblor registrado en CU (Pérez-Rocha, 1998).

En 1988 Singh y colaboradores describieron en forma cuantitativa las amplificaciones relativas del movimiento del terreno mediante funciones de transferencia empíricas (FTE). De acuerdo con los autores, las amplificaciones relativas del movimiento (norte-sur y este-oeste) se pueden representar mediante el cociente

$$H_i(\omega) = \frac{|A_i(\omega)|}{|A_{CU}(\omega)|} \quad (5.6)$$

donde $H_i(\omega)$ y $|A_i(\omega)|$ son las FTE y el EAF del movimiento en el sitio, respectivamente, mientras $|A_{CU}(\omega)|$ es el EAF del movimiento en el sitio CU (Pérez-Rocha, 1998).

Para un sitio arbitrario, el EAF se especifica mediante el producto entre la FTE del sitio y el EAF que se tendría en el terreno firme ante un sismo postulado (Pérez-Rocha, 1998).

Para cada sitio de registro, Pérez-Rocha (1998) obtuvo medidas estadísticas para describir las amplificaciones dinámicas observadas en las FTE debidas a varios temblores. El autor calculó las FTE promedio (dos componentes horizontales) y los coeficientes de variación, que son relativamente pequeños (entre 0.1 y 0.3). El propósito de esto fue construir una base de datos de FTE para el modelo de interpolación espacial que propone el autor. Siguiendo las modalidades identificadas como *con dato* y *sin dato*, Pérez-Rocha interpoló las FTE en las coordenadas de todos los sitios instrumentados de la zona del lago y transición. La primera modalidad se refiere al hecho de interpolar las FTE considerando la totalidad de los datos. La segunda modalidad corresponde al hecho de interpolar las FTE en las coordenadas de un sitio instrumentado cuyas FTE no se han incluido en la base de datos (Pérez-Rocha, 1998).

La investigación desarrollada por Pérez-Rocha (1998), presenta como uno de sus propósitos, mejorar el tratamiento de los espectros de amplitud-es de Fourier (EAF) de terreno firme y de las funciones de transferencia empíricas (FTE) de sitios instrumentados en suelos blandos y de transición, lo anterior aplicado a un desarrollo para estimar el movimiento sísmico en la Ciudad de México. De la misma manera Pérez-Rocha realizó un estudio de las aceleraciones del movimiento sísmico registradas en la zona de terreno firme. En él distinguió rasgos característicos en el contenido energético de sismos de distinto origen. Por ello, el autor propuso que las amplitudes espectrales de los sismos de diseño, controladas por los efectos de fuente y trayecto, se

determinen mediante el escalamiento de las amplitudes del movimiento que se había observado en la zona firme de la ciudad y que ha sido producido por sismos de diferente origen. Entre otros resultados, Pérez-Rocha (1998) identificó que los temblores más intensos para las estructuras del valle de México son los provenientes de las costas del estado de Guerrero. Según el autor, si en esta región se origina un sismo con $M=8.1$, los espectros de diseño estipulados en las NTCS-1987 pueden dejar desprotegidas a las estructuras de periodo largo, especialmente las que se localizan en la zona de terreno firme.

La investigación realizada por Pérez-Rocha (1998) también buscó contribuir en otros aspectos del diseño sísmico de estructuras. El autor realizó un estudio formal de las reducciones de las fuerzas sísmicas debidas al comportamiento inelástico de los materiales, así como de los debidos a la interacción suelo-estructura. Como resultado de estas investigaciones el autor suministra expresiones sencillas con las que es posible tomar en cuenta las reducciones de las fuerzas sísmicas por comportamiento inelástico y los efectos en el periodo, el amortiguamiento y la ductilidad estructurales debidos a la interacción entre el suelo y la estructura.

5.3 Interpolación espacial de las amplificaciones dinámicas del terreno

Pérez-Rocha (1998) plantea un esquema estadístico para restringir la interpolación espacial de las funciones de transferencia mediante el uso de las técnicas de regresión Bayesiana. Esto permite hacer una incorporación formal de la información que se tiene acerca de los efectos de sitio en la respuesta dinámica del terreno. Lo anterior con el propósito de inferir las FTE en sitios no instrumentados.

Estudios realizados por Singh y colaboradores en 1988 muestran que el comportamiento dinámico de los depósitos lacustres es elástico y significativamente poco amortiguado, aún en sismos tan intensos como los de 1985. Esta hipótesis de elasticidad lineal permite hacer uso de las FTE obtenidas de los registros de sismos pequeños para predecir razonablemente (aceptablemente) el movimiento producido por sismos intensos. La propuesta hecha por Pérez-Rocha (1998) se trata de una formulación para el cálculo de espectros de respuesta elásticos en sitios no instrumentados mediante el uso de las FTE mediadas en estos sitios y el EAF que se tendría en el sitio de referencia CU. Ordaz y colaboradores en 1989 compararon exitosamente para la gran mayoría de los sitios estudiados (75%) las intensidades medidas en 1985 en estaciones de la zona del lago con las posdichas para estos sitios a partir de las FTE calculadas por Singh *et al.* en 1988 y el EAF observado en CU en 1985.

Las FTE permiten hacer una descripción cuantitativa de los efectos de amplificación dinámica debidos a los efectos del terreno.

En 1991 Reinoso identificó que el movimiento en el terreno firme tiene variaciones importantes. Señala que si las FTE se calculan con respecto al EAF promedio del terreno firme, la amplificación obtenida para la mayoría de los sitios es razonablemente constante de temblor a temblor, sin importar la magnitud, la distancia epicentral o el azimut de la incidencia (Pérez-Rocha, 1998).

La estabilidad de las FTE medidas en sitios instrumentados estimuló el desarrollo de un modelo para cuantificar estas funciones de amplificación dinámica en sitios no

instrumentados mediante el uso de modelos convencionales de interpolación espacial de datos geofísicos. Para los sectores densamente instrumentados se obtiene resultados excelentes. Sin embargo, la inestabilidad numérica se incrementa dramáticamente en sitios alejados de la RACM. Con el fin de superar las limitaciones debidas a la insuficiencia espacial de datos, se emplea el teorema de Bayes para incorporar información adicional.

Los sismos considerados en el estudio de las funciones de transferencia empírica se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Sismos estudiados para el cálculo de las funciones de transferencia empíricas (Pérez-Rocha, 1998).

FECHA	ORIGEN	MAGNITUD M	LATITUD L	LONGITUD W	DISTANCIA KM
85/09/19	Subducción	8.1	18.14	102.71	295
88/02/08	Subducción	5.8	17.00	101.00	289
89/04/19	Subducción	6.9	16.00	99.00	304
89/05/19	Subducción	5.0	16.30	99.35	305
90/05/19	Subducción	5.3	17.15	100.85	295
90/05/19	Subducción	6.1	17.15	100.85	295
93/10/19	Subducción	6.7	16.50	99.00	310
94/05/19	Normal	6.0	18.03	100.57	205
94/12/19	Normal	6.3	18.02	101.56	290
95/09/19	Subducción	7.3	16.80	98.60	300
95/10/19	Subducción	8.0	18.60	104.00	560

5.4 Funciones de transferencia empírica

El análisis de las FTE obtenidas de los registros sísmicos permite ilustrar que los espectaculares efectos de sitio observados en la zona del lago no se explican completamente con la teoría de propagación unidimensional de ondas de corte.

El conocimiento que se tiene sobre las amplificaciones dinámicas de los depósitos lacustres, previo a la interpolación espacial de los datos, se introduce de forma cuantitativa como función de transferencia *a-priori* (FTP). La FTP no debe ser significativa en la solución cuando se trata de interpolar las FTE en zonas densamente instrumentadas.

En la figura 5.1 se comparan las FTE observadas (líneas continuas) con las FTE interpoladas con dato (líneas discontinuas) y sin dato (líneas punteadas) para seis sitios en los que se obtuvieron errores con dato, medidos y esperados, menores que 10% y 20%, respectivamente. Los resultados, como se observa, son excelentes. En el caso particular de la estación 31, en su componente EW, se observan los efectos que la insuficiencia instrumental ocasiona durante el proceso de interpolación (Pérez-Rocha, 1998).

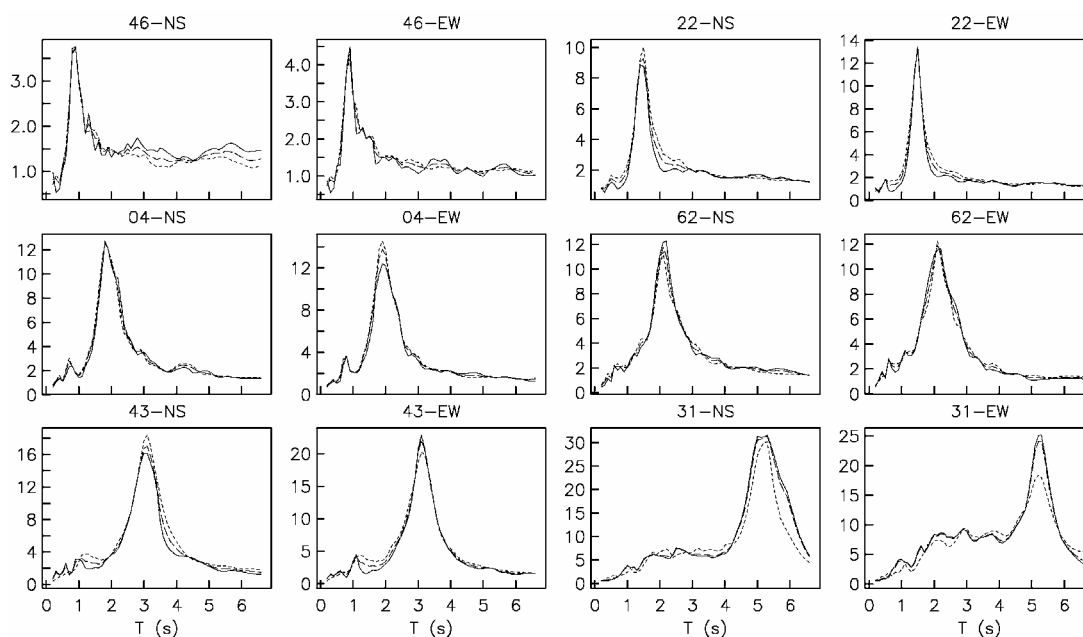


Figura 5.1. Comparación entre FTE observadas (líneas continuas) con las FTE interpoladas con dato (líneas discontinuas) y sin dato (líneas punteadas) para sitios con errores con dato, medidos y esperados, menores que 10% y 20% (Pérez-Rocha, 1998)

5.5 Obtención de los acelerogramas sintéticos

El procedimiento planteado para la obtención de los acelerogramas sintéticos, contempla el empleo de las FTE promedio obtenidas por Pérez-Rocha (1998) a partir de los registros de la red acelerométrica de la ciudad de México, y el espectro promedio de amplitudes de Fourier correspondiente a terreno firme. En este caso particular, se toma el promedio de terreno firme como el promedio observado en CU.

El procedimiento general para la obtención de los acelerogramas sintéticos mediante el programa WINQUISE del Dr. Pérez Rocha es el siguiente:

1. Conociendo el registro acelerográfico de terreno firme (Ciudad Universitaria) (sismo semilla empleado como función de Green), se calcula el espectro de amplitudes de Fourier promedio (EAF) correspondiente (fig. 5.2).
2. Selección de la función de transferencia promedio correspondiente a terreno firme (FPCU) (fig. 5.3)
3. Seleccionar una función de transferencia acorde al sitio de interés (FTE), calculada respecto al EAF promedio del terreno firme (fig. 5.4).
4. Calcular el espectro de amplitudes de Fourier para el sitio de interés, mediante el producto del espectro de amplitudes de Fourier en terreno firme (EAF) y la FTE promedio seleccionada, dividida por la función de transferencia promedio correspondiente a terreno firme (fig. 5.5).

5. Calcular el acelerograma sintético, realizando el escalamiento de la fuente sísmica y utilizando fases aleatorias de ruido blanco gaussiano, se considera también la duración de la fase intensa observada, o en caso de no contar con información, se estima con base en la observada en otros sitios análogos. Normalmente se generan varios acelerogramas y se selecciona aquél cuyo espectro de pseudoaceleraciones se aproxime con el utilizado como referencia (figs. 5.6 y 5.7). En la figura 5.6 se muestran los espectros de amplitudes de Fourier, los espectros de respuesta elásticos y el acelerograma sintético resultante. El espectro de respuesta marcado con el número uno, corresponde a la función objetivo (espectro de referencia), el marcado con el número dos, corresponde al espectro del acelerograma sintético generado en la etapa actual, y el espectro marcado con el número tres es el correspondiente a la función de Green (sismo “semilla”).

El espectro objetivo es al que se quiere ajustar el resultado de la simulación, en este caso es el espectro esperado, el cual surge a partir del espectro de amplitudes de Fourier (EAF) y de la teoría de vibraciones aleatorias (TVA). Según esta teoría, existe un número infinito de acelerogramas que tienen el mismo espectro de amplitudes de Fourier, cada uno con su propio espectro de fases. Cada uno de dichos acelerogramas cuenta con un espectro de respuesta, el cual es diferente en cada caso, pero todos ellos parecidos. A estos últimos se les promedia. Este espectro de respuesta promedio es el calculado a través de la teoría de vibraciones aleatorias a partir del espectro de amplitudes de Fourier que comparten el número infinito de acelerogramas en cuestión. A este espectro promedio, igual al suministrado por la TVA se le conoce como espectro esperado, y dado que durante el proceso de escalamiento sísmico se quiere ajustar a que el espectro riguroso de un acelerograma se parezca lo más posible a un espectro esperado, entonces dicho espectro esperado se convierte en el objetivo.

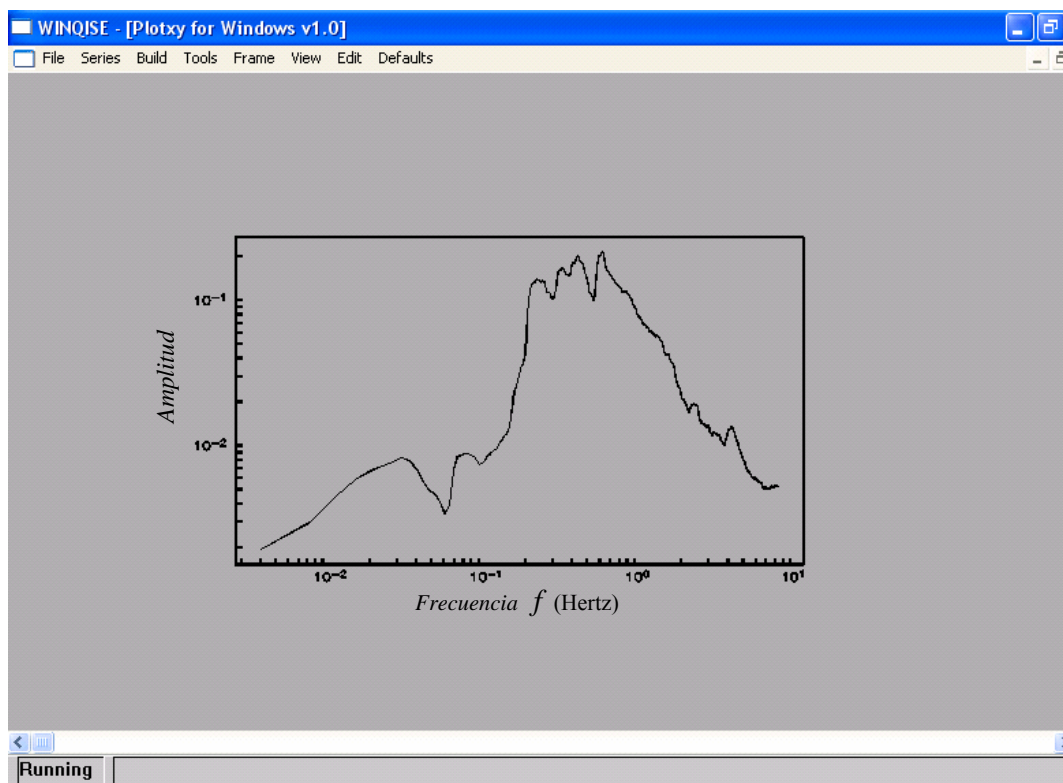


Figura 5.2. Espectro de Amplitud de Fourier promedio (EAF) correspondiente a terreno firme

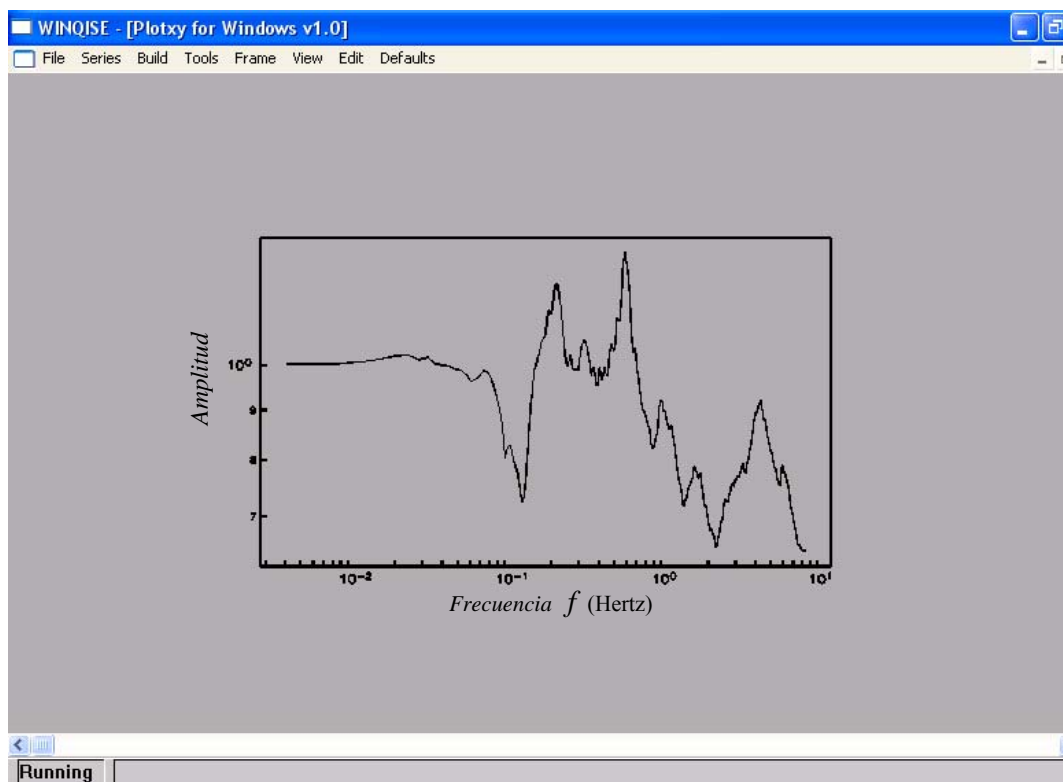


Figura 5.3. Función de transferencia empírica (FTE) correspondiente a terreno firme

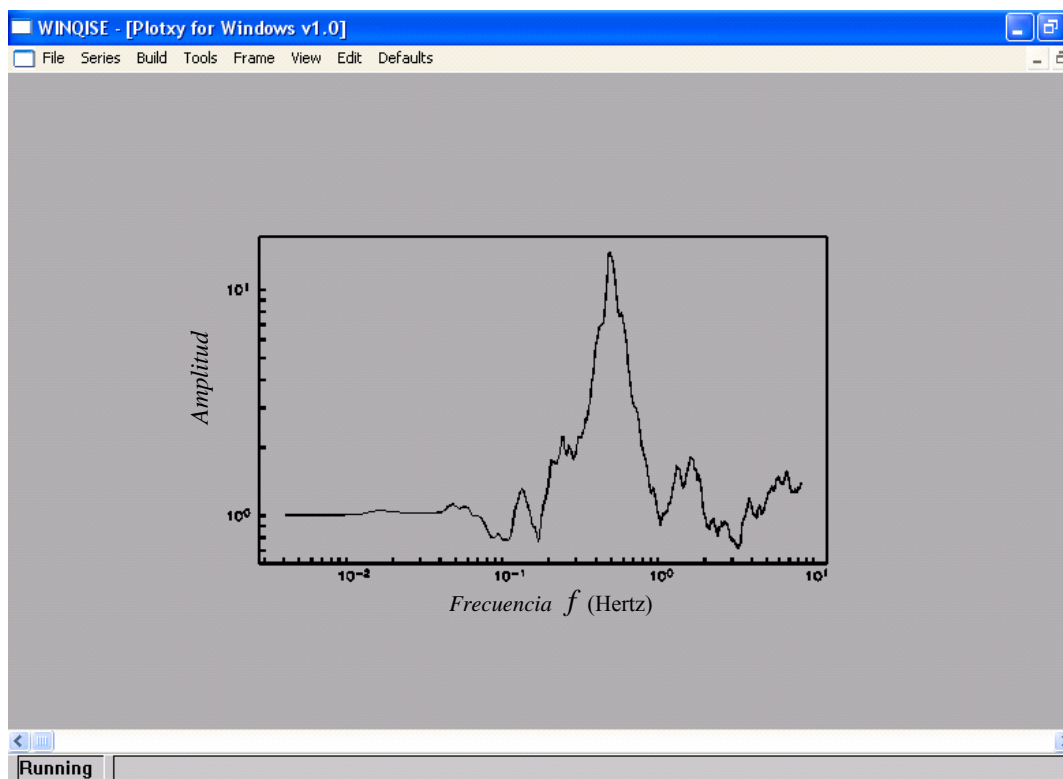


Figura 5.4. Función de transferencia empírica (FTE) correspondiente al sitio de interés

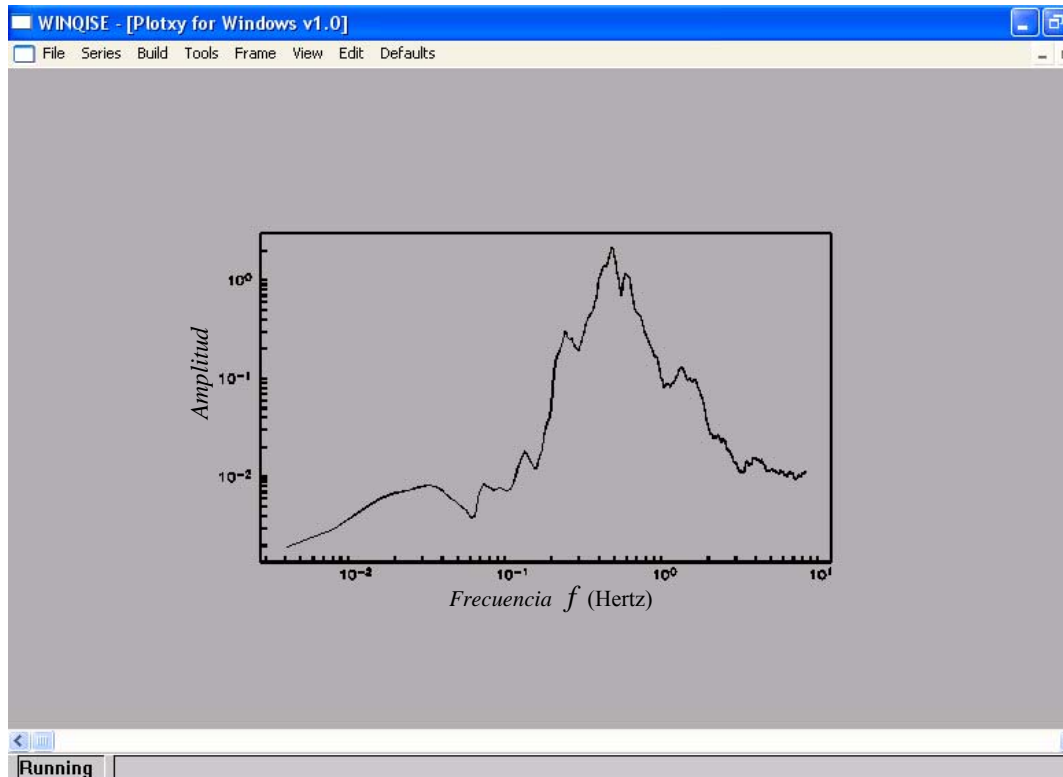


Figura 5.5. Espectro de amplitudes de Fourier (EAF) para el sitio de interés

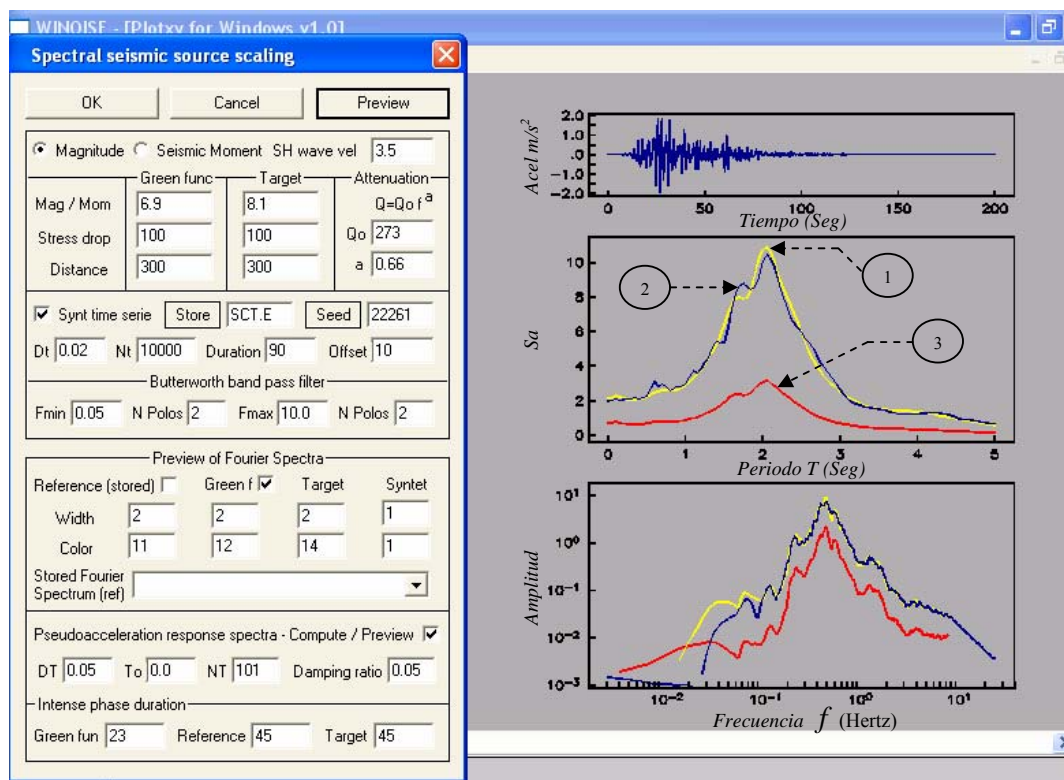


Figura 5.6. Obtención del acelerograma sintético

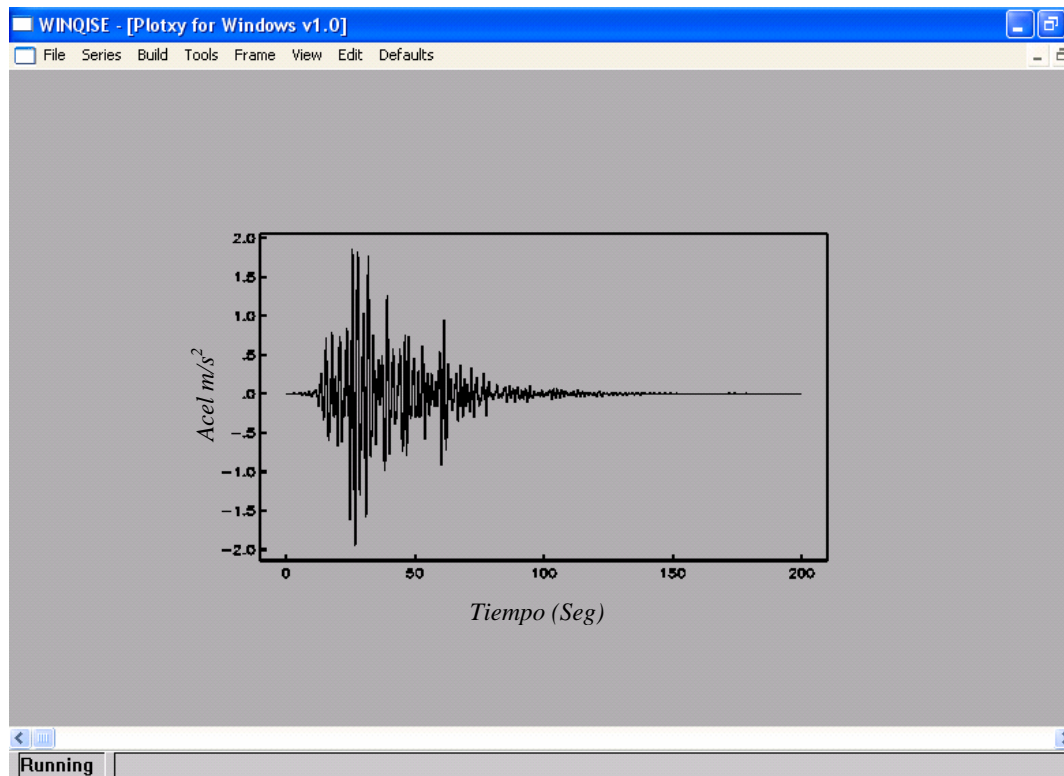


Figura 5.7. Acelerograma sintético resultante del desarrollo expuesto

Los registros de aceleración obtenidos mediante el procedimiento expuesto anteriormente requieren ser corregidos, ya que comúnmente estos registros tienen ciertos errores numéricos que lideran a que los desplazamientos asociados sean irreales, lo cual no es apreciable a simple vista. A continuación se presenta el proceso de corrección de registros y se ilustra la diferencia que existe con los registros no corregidos.

De manera ilustrativa se presenta la obtención de los registros en velocidades y desplazamientos para los casos en que no se realizan correcciones al registro en aceleraciones y para el caso en que si se realizan dichas correcciones.

- Acelerogramas sin correcciones

En la figura 5.8 se presenta la grafica de un acelerograma artificial generado con el programa WINQUISE. Si se procede a obtener mediante integración los registros en velocidades (fig. 5.9) y desplazamientos (fig. 5.10), en algunos casos suelen presentarse incongruencias (no pueden existir velocidades residuales al final del registro, y el desplazamiento máximo del terreno generalmente no sucede al final del registro, es decir, no crece geométricamente), por lo que existe necesidad de realizar un proceso de corrección del registro acelerométrico, ya que de no hacerlo, durante el proceso de trabajo se arrastran los errores que esto ocasiona, sobre todo en la estimación de desplazamientos y las demandas de deformación asociadas a ellos.

Acelerograma artificial de la estación PA34

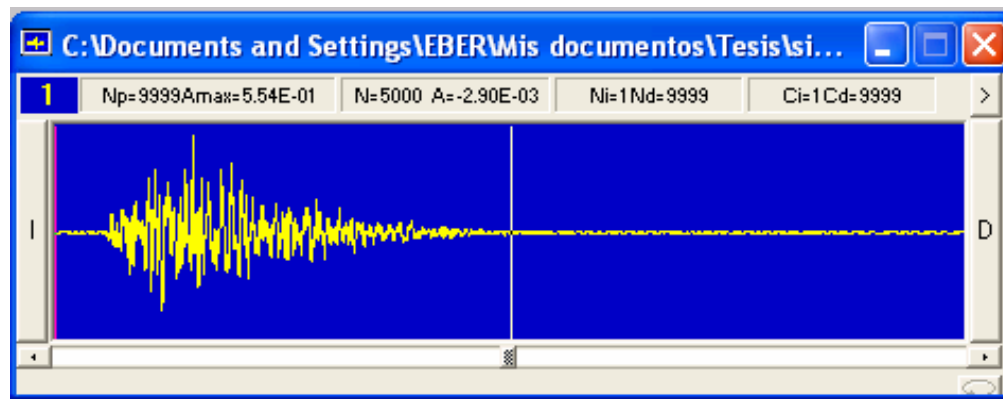


Figura 5.8. Lectura y graficación del acelerograma

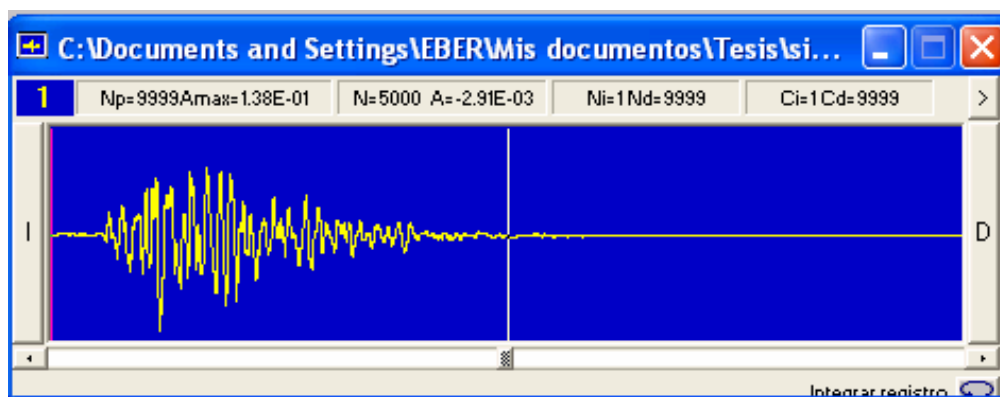


Figura 5.9. Registro en velocidades obtenido por integración

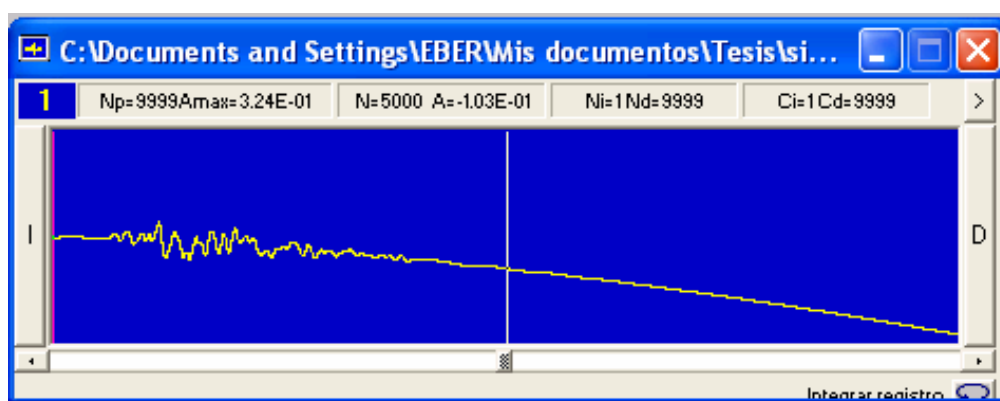


Figura 5.10. Registro en desplazamientos obtenido por doble integración (“batido”)

El procedimiento general a seguir para la corrección de los registros sísmicos, en este caso y con fines ilustrativos, haciendo uso del programa Degtra es el siguiente:

1. Cargar el archivo de datos
2. Graficar el acelerograma (fig. 5.8).
3. Corregir el acelerograma por línea base y realizar un filtrado (figs. 5.11 y 5.12). En este trabajo, por lo general se utilizó un filtrado pasa banda con límites 0.1 y 10.
4. Integración del registro en aceleraciones para obtener el registro en velocidades (fig. 5.13).
5. Corregir el registro de velocidades por línea base (fig. 5.13).
6. Integrar el registro de velocidades para obtener el registro en desplazamientos (fig. 5.14).
7. Realizar una doble diferenciación del registro de desplazamientos para obtener el acelerograma ya corregido (fig. 5.15).

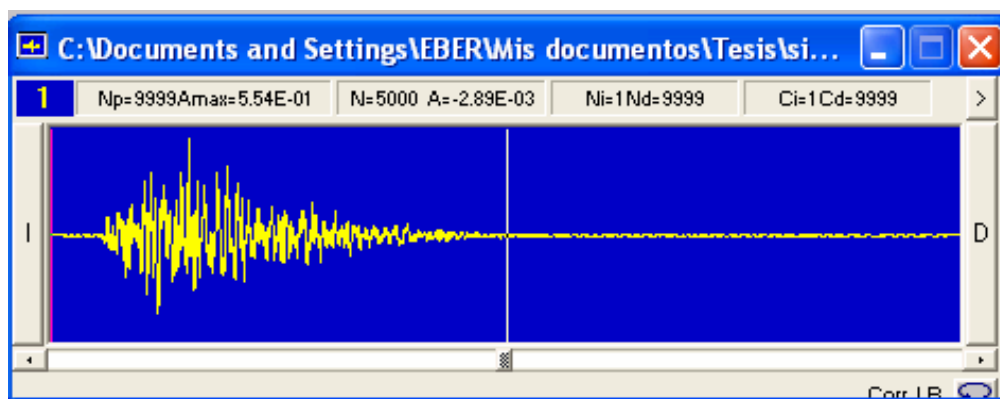


Figura 5.11. Registro en aceleraciones corregido por línea base

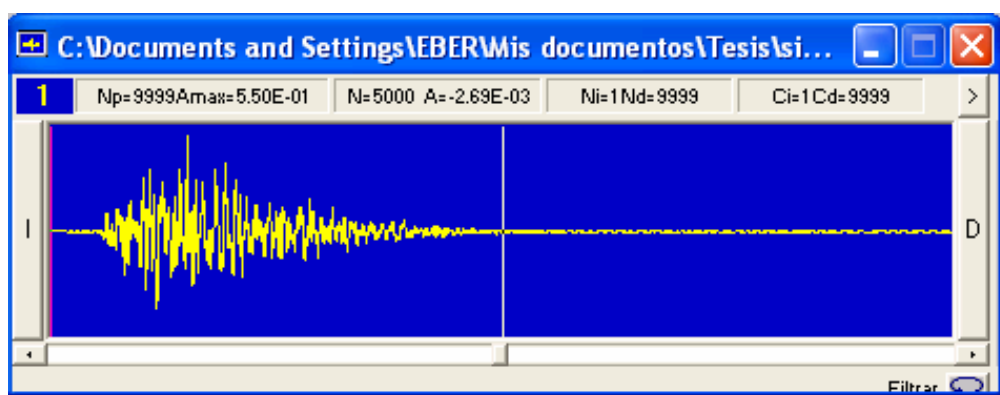


Figura 5.12. Registro en aceleraciones corregido por línea base y sometido a un proceso de filtrado pasabanda de 0.1 y 10

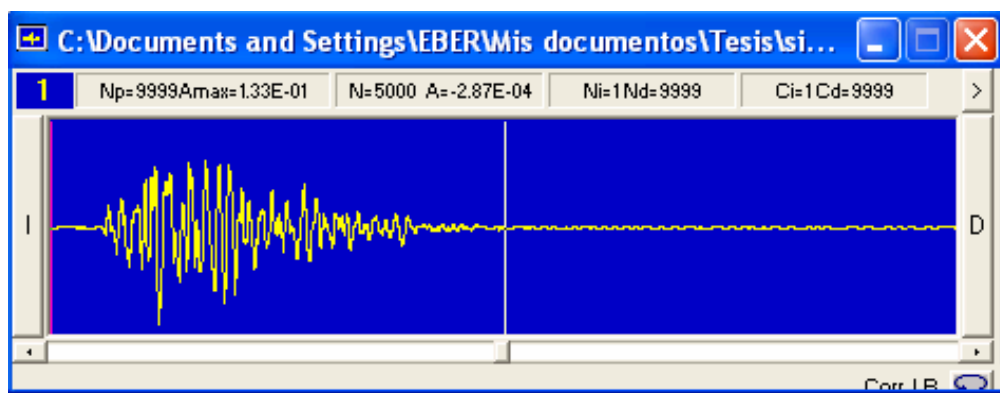


Figura 5.13. Registro en velocidades sometido a corrección por línea base

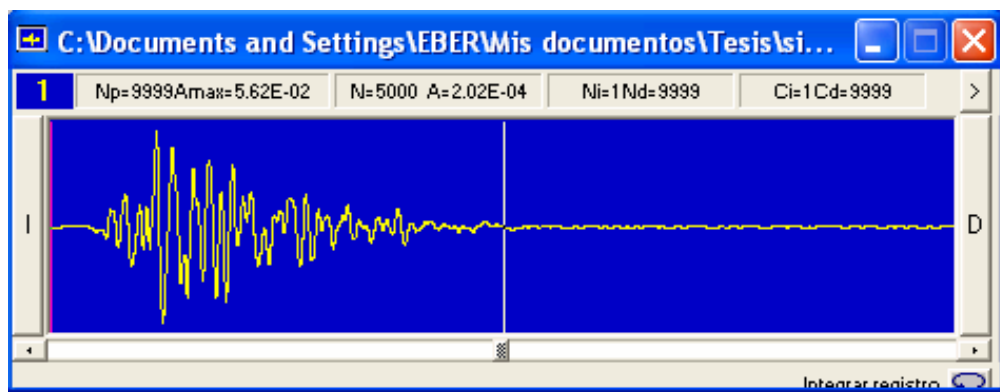


Figura 5.14. Registro en desplazamientos

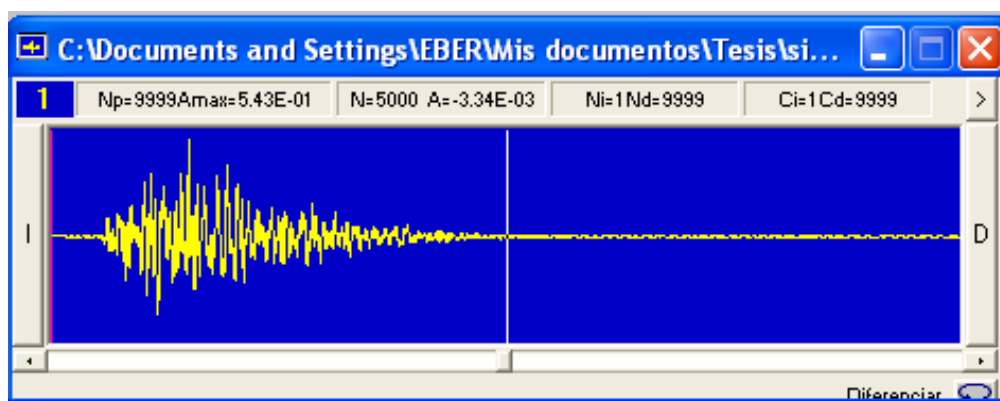


Figura 5.15. Obtención del acelerograma definitivo por doble diferenciación del registro en desplazamientos

5.6. Calibración del método para el escalamiento de la fuente sísmica

La calibración del método para realizar un proceso de escalamiento sísmico confiable, se ha realizado mediante la comparación del registro acelerométrico registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación localizada en la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) y el obtenido artificialmente a partir de escalamiento sísmico del evento registrado el 25 de abril de 1989.

Uno de los factores de mayor relevancia durante el proceso de escalamiento sísmico, es la duración, la cual está directamente relacionada con la duración de la fase intensa del evento (duración de Arias).

En la figura 5.16 se muestra el procedimiento final para llevar a cabo el escalamiento sísmico en la estación SCT componente EW, lo correspondiente para la componente NS se muestra en la figura 5.17. El acelerograma sintético obtenido para la componente EW y su correspondiente espectro de respuesta se muestran en la figuras 5.18 y 5.19 respectivamente. Debe destacarse, que por simplicidad, la distancia al epicentro se consideró constante ($R=300$ km) para todas las estaciones consideradas en el estudio, lo anterior dado que la distancia máxima entre las estaciones de la RACM es del orden de 30 km, es decir, aproximadamente 10% de la epicentral, por lo que se considera que el

tomar fija la distancia R no afecta el calculo de los acelerogramas sintéticos, como se comprobó al realizar las simulaciones (la distancia del epicentro a las estaciones mas alejadas de la RACM fluctúa entre los 374 y 396 Km.).

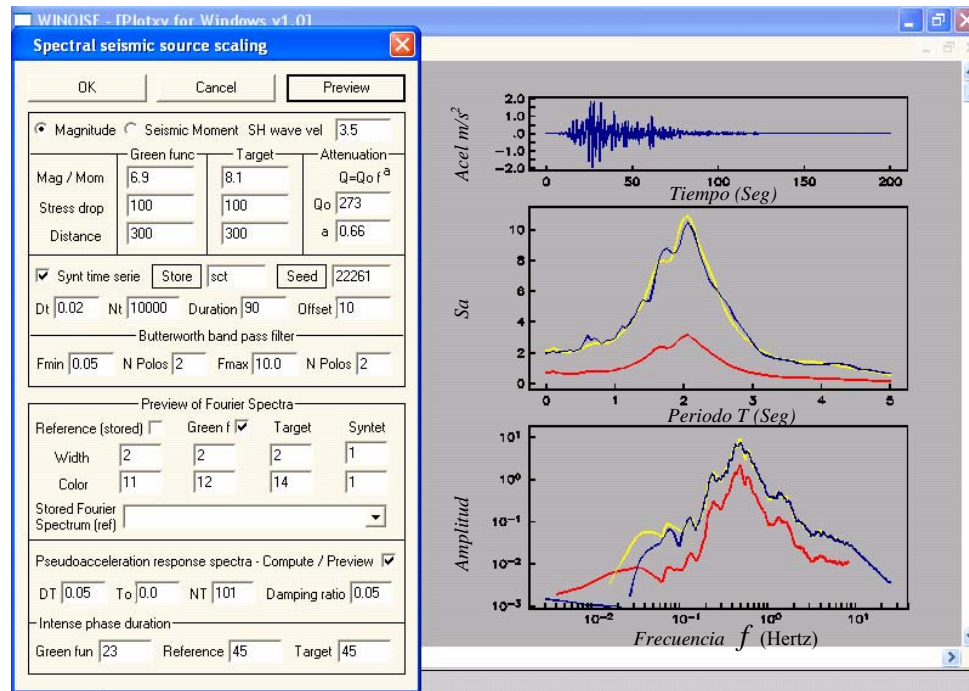


Figura 5.16. Proceso de escalamiento sísmico para la estación SCT componente EW

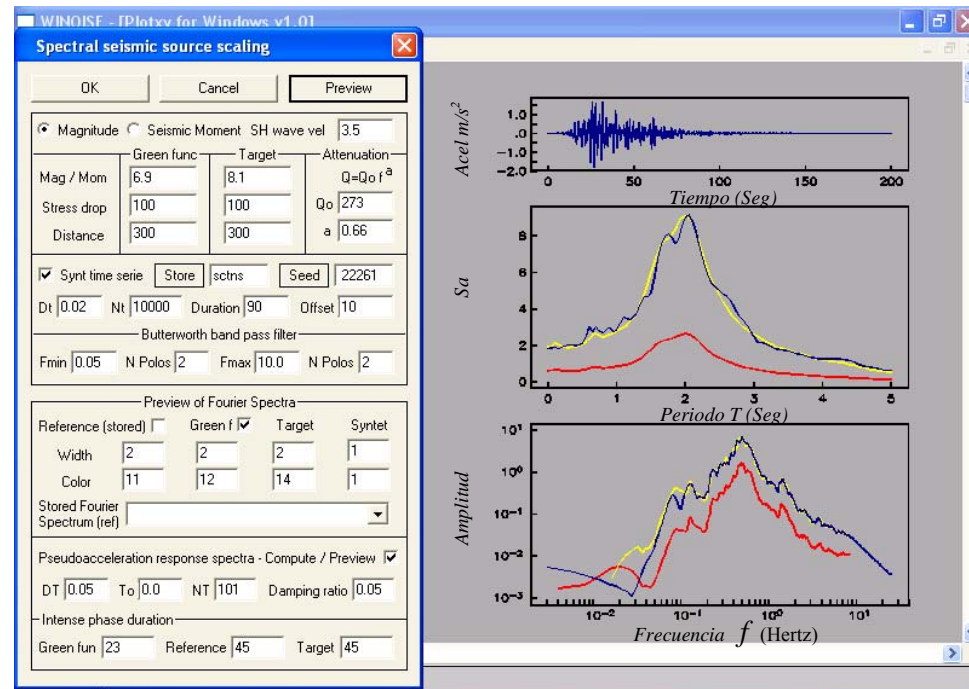


Figura 5.17. Proceso de escalamiento sísmico para la estación SCT componente NS

El acelerograma mostrado en la figura 5.20 corresponde al registrado en la estación SCT durante el sismo del 19 de septiembre del 85 en su componente EW, el cual está en cm/s^2 , (obtenido de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, “Base”, 2000). El espectro de respuesta correspondiente se muestra en la figura 5.21.

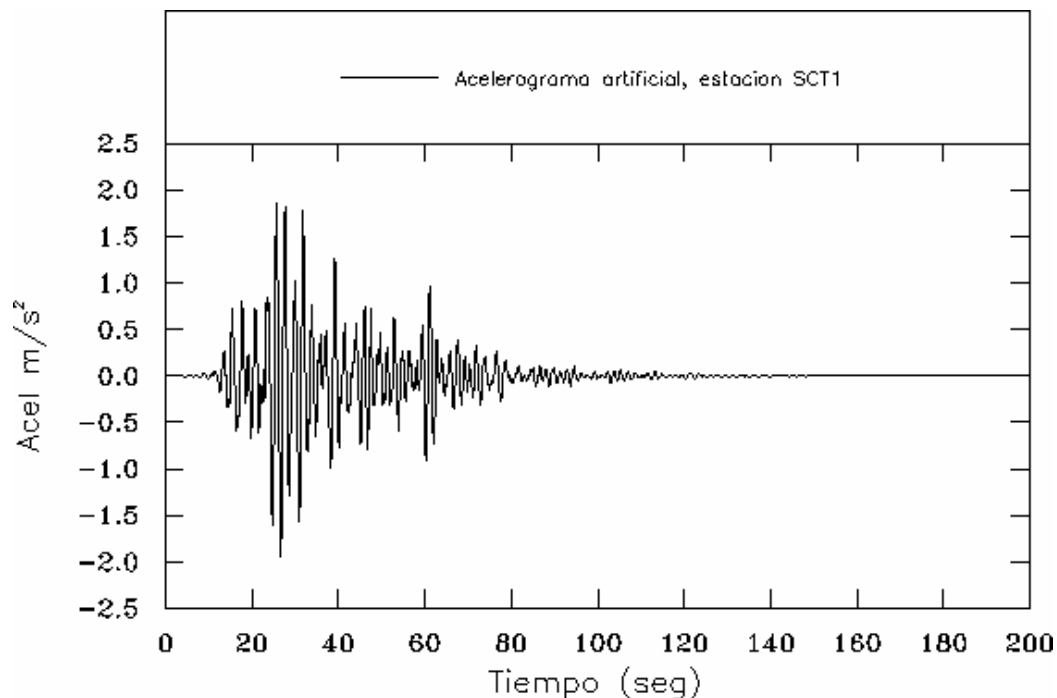


Figura 5.18. Acelerograma sintético para la estación SCT1 componente EW en m/s^2

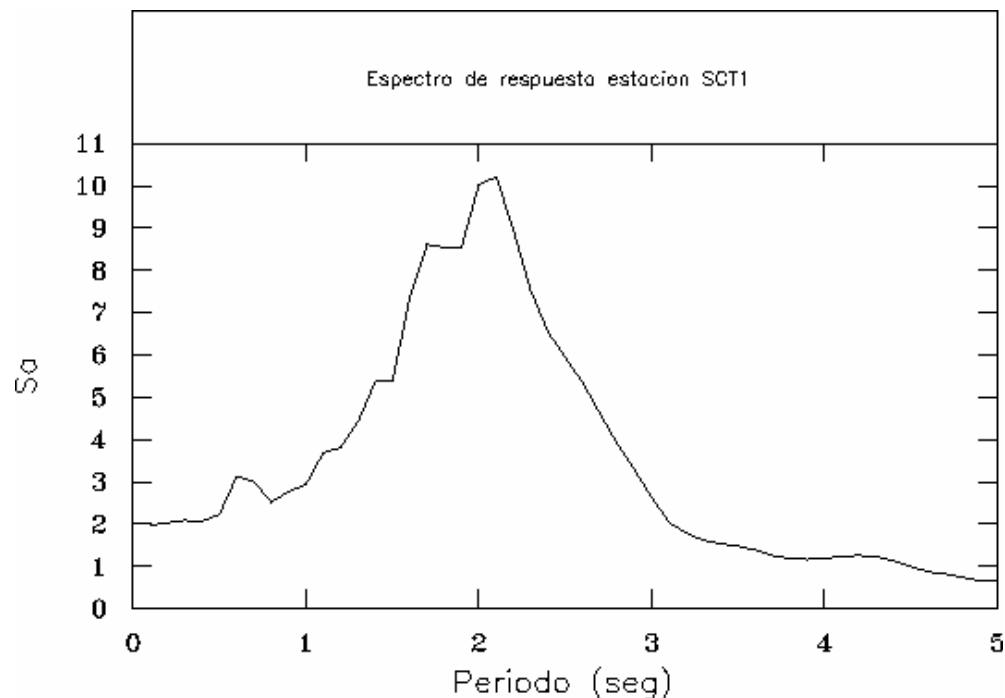


Figura 5.19. Espectro de respuesta del acelerograma sintético correspondiente a la estación SCT1 componente EW (en m/s^2)

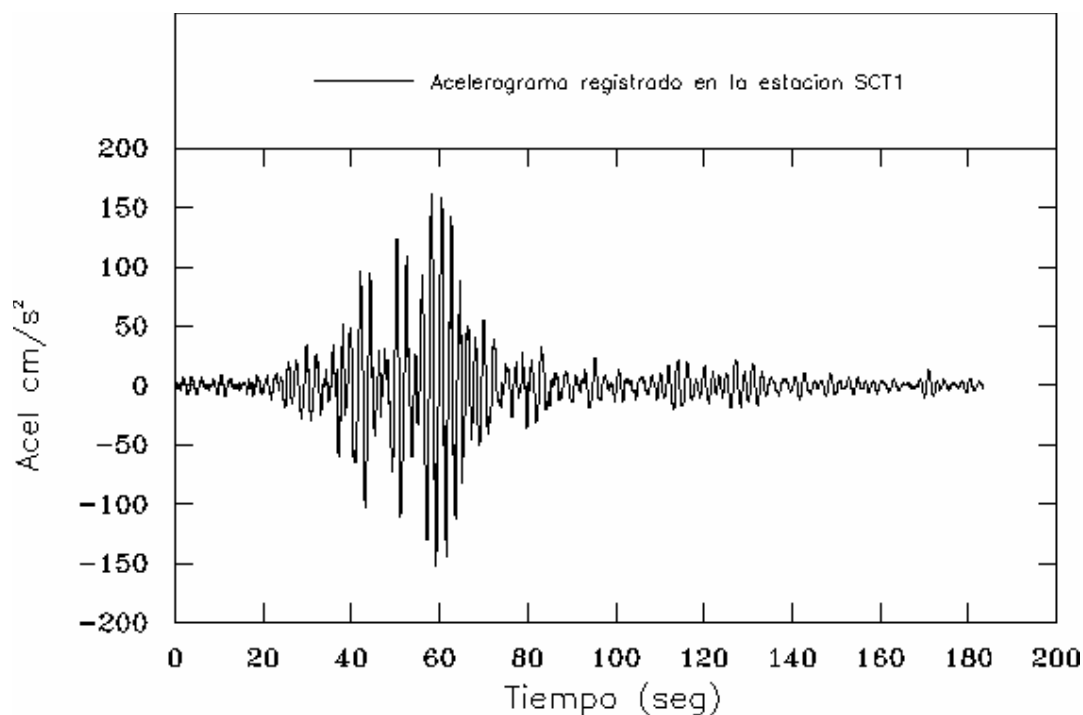


Figura 5.20. Acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT1 componente EW (en cm/s^2)

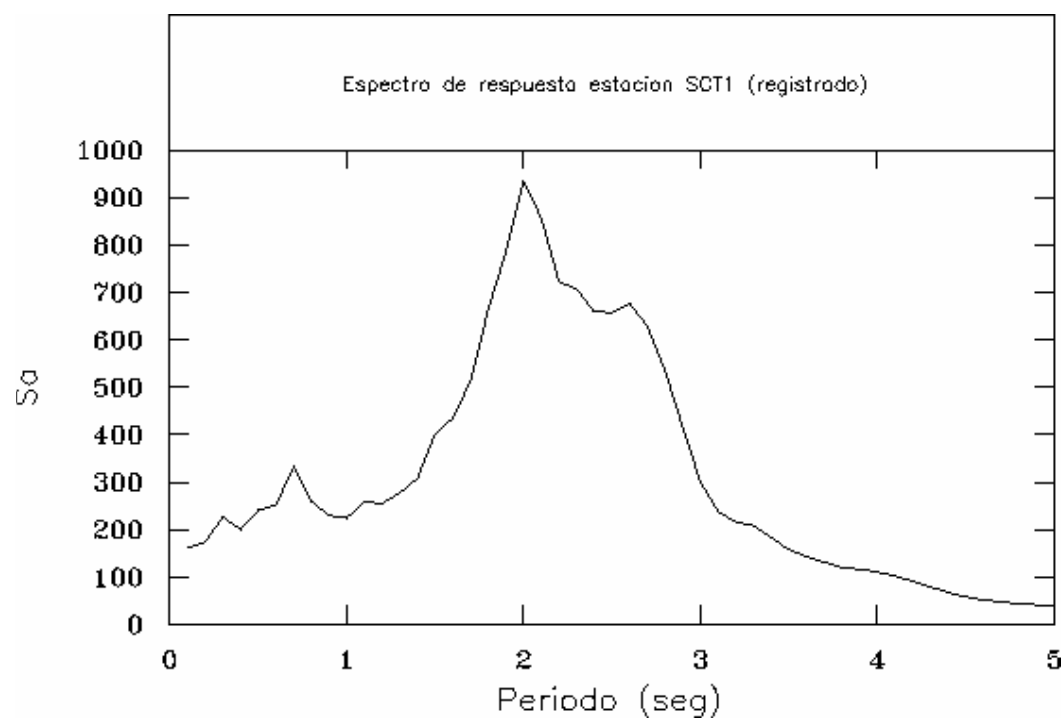


Figura 5.21. Espectro de respuesta del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT1 componente EW (en cm/s^2)

Se observa que el acelerograma sintético que se obtuvo mediante el procedimiento planteado con anterioridad tiene valores de aceleración muy semejantes a los que se observaron durante el evento ocurrido el 19 de septiembre de 1985, lo cual indica que el procedimiento es adecuado.

De la misma manera que para la estación SCT, en la figura 5.22 se muestra el procedimiento final para llevar a cabo el escalamiento sísmico en la estación CDAO componente EW, lo correspondiente para la componente NS se muestra en la figura 5.23. El acelerograma sintético obtenido para la componente EW y su correspondiente espectro de respuesta se muestran en la figuras 5.24 y 5.25 respectivamente.

El acelerograma mostrado en la figura 5.26 corresponde al registrado en la estación CDAO durante el sismo del 19 de septiembre del 85 en su componente EW, el cual está en cm/s^2 , (obtenido de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, “Base”, 2000). El espectro de respuesta correspondiente se muestra en la figura 5.27.

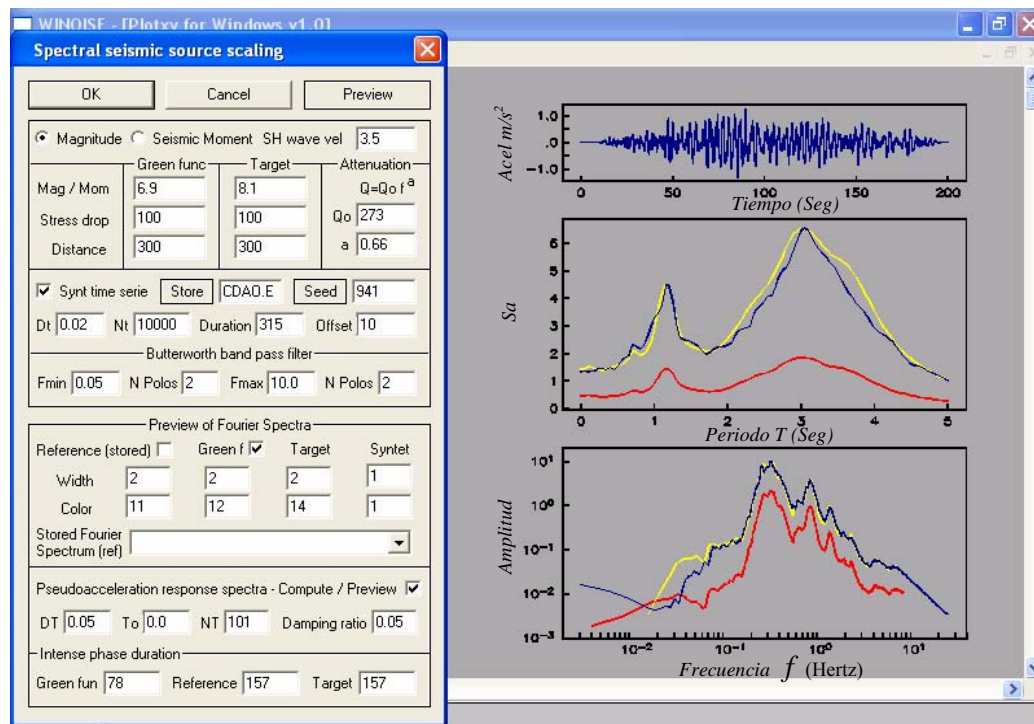


Figura 5.22. Proceso de escalamiento sísmico para la estación CDAO componente EW

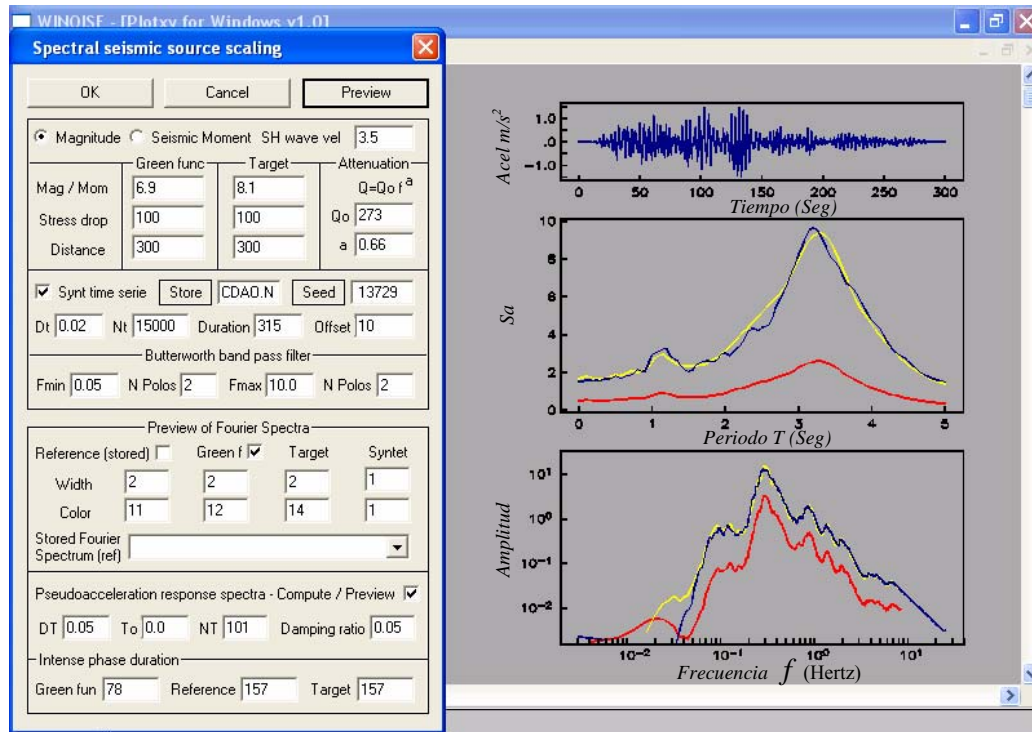
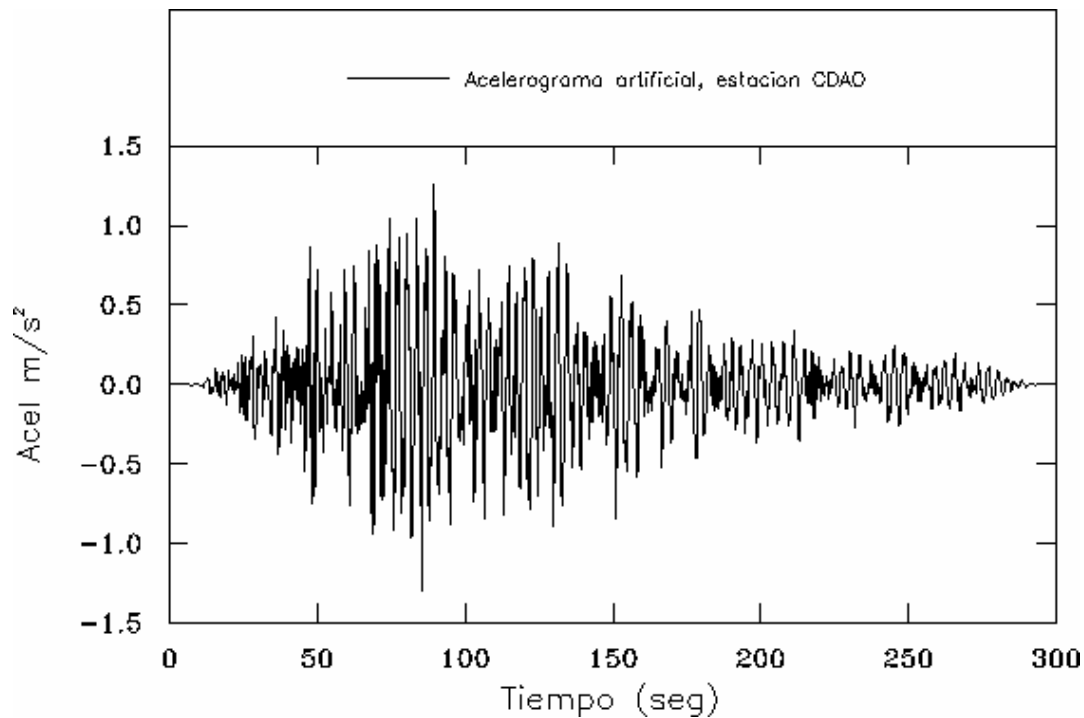


Figura 5.23. Proceso de escalamiento sísmico para la estación CDAO componente NS

Figura 5.24. Acelerograma sintético para la estación CDAO componente EW en m/s²

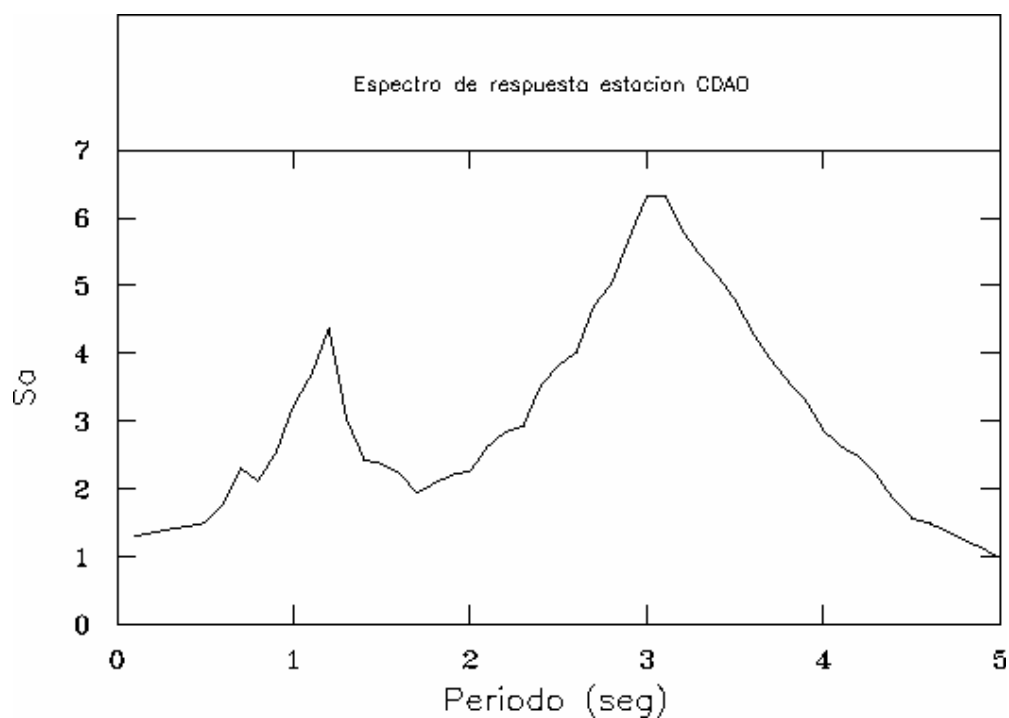


Figura 5.25. Espectro de respuesta del acelerograma sintético correspondiente a la estación CDAO componente EW (en m/s^2)

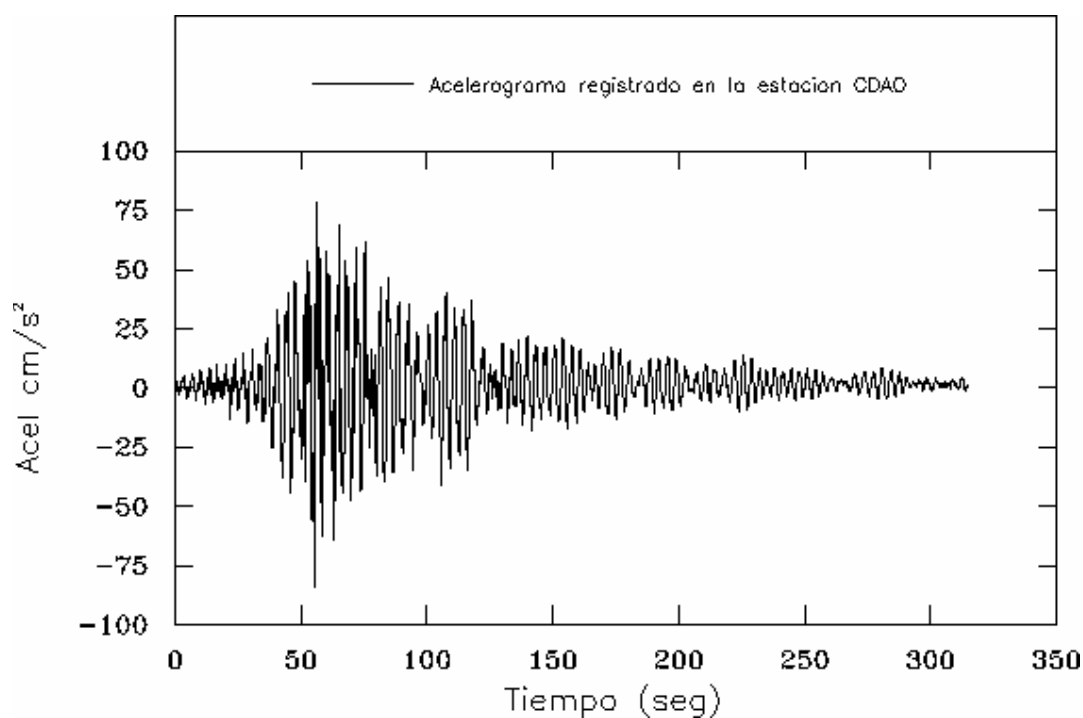


Figura 5.26. Acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAO componente EW (en cm/s^2)

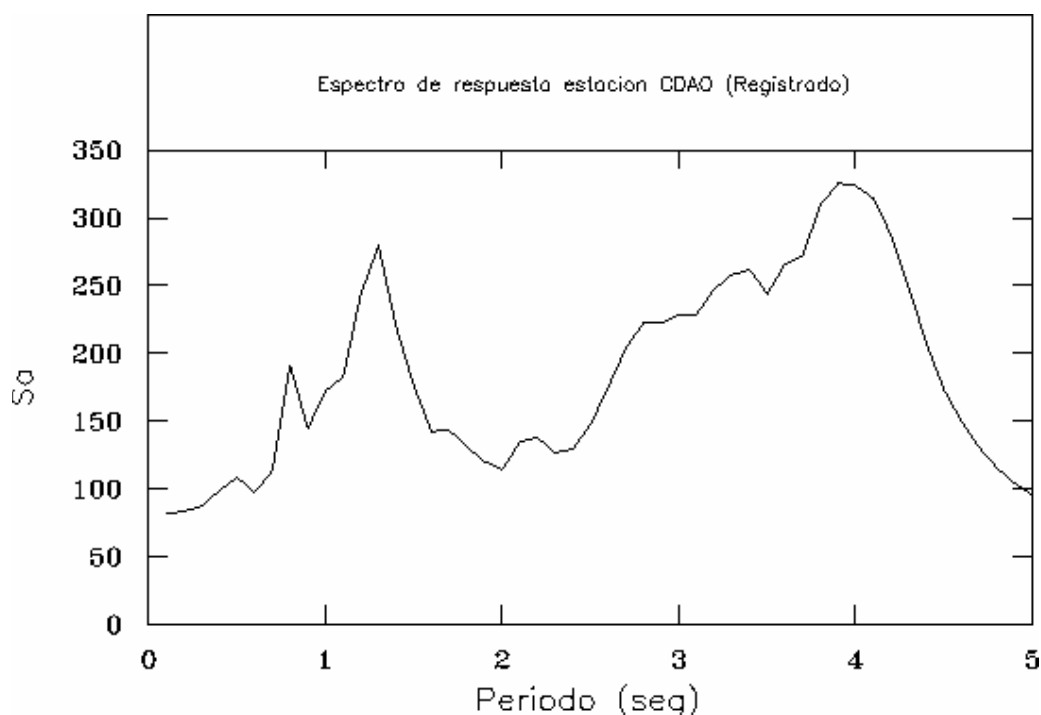


Figura 5.27. Espectro de respuesta del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAO componente EW (en cm/s^2)

A continuación se presentarán algunos resultados concernientes a los acelerogramas sintéticos generados, con fines de destacar las aceleraciones máximas obtenidas y compararlas con las aceleraciones máximas registradas durante el 19 de septiembre de 1985. Cabe destacar que la duración máxima empleada durante el proceso de generación de registros sintéticos no excede los 250 segundos.

En la figura 5.28 se muestra el acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación Central de Abastos Frigorífico (CDAF), ubicada en la zona de lago y cuyas aceleraciones están en cm/s^2 , su correspondiente espectro de respuesta se muestra en la figura 5.29, en tanto las figuras 5.30 y 5.31 presentan el acelerograma sintético calculado con la metodología antes descrita (aceleraciones en m/s^2) y el espectro de respuesta correspondiente. Se observa que las aceleraciones para las componentes este-oeste en ambos registros son de orden similar, teniendo en el primer caso una aceleración máxima de 116.0 cm/s^2 y de 120 cm/s^2 para el caso del registro sintético, haciendo referencia a la zona de transición, el acelerograma registrado durante el 19 de septiembre de 1985 en la estación Viveros (SXVI) se muestra en la figura 5.32, y su correspondiente espectro de respuesta se muestra en la figura 5.33, el acelerograma en cuestión tiene una aceleración máxima de 40 cm/s^2 , en tanto que para el registro sintético, el cual se muestra en la figura 5.34, la aceleración máxima es de 52 cm/s^2 . El espectro de respuesta correspondiente se muestra en la figura 5.35.

La tabla 5.2 muestra, para la zona del lago, un resumen que incluye la duración con la cual fueron calculados los registros sintéticos, de igual manera se muestran las aceleraciones máximas obtenidas en cada componente. La tabla 5.3 muestra los resultados para zona de transición. La tabla 5.4 corresponde a la zona de lomas.

En la tabla 5.5 se muestran los valores correspondientes a duración y aceleraciones máximas de los acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

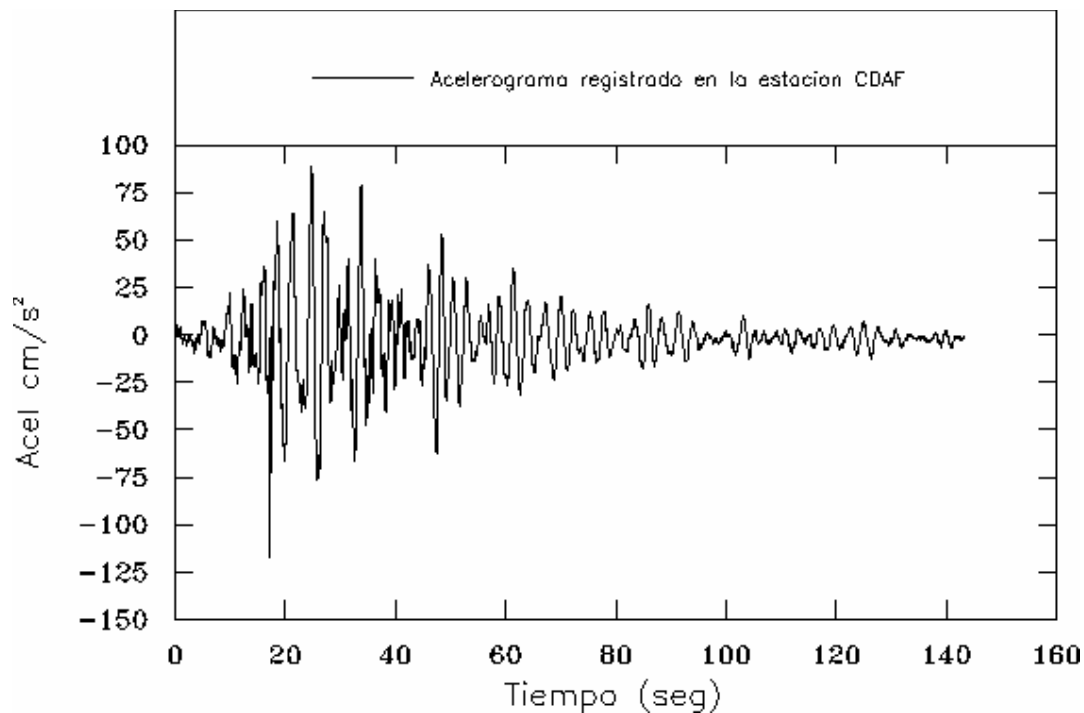


Figura 5.28. Acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAF (en cm/s^2)

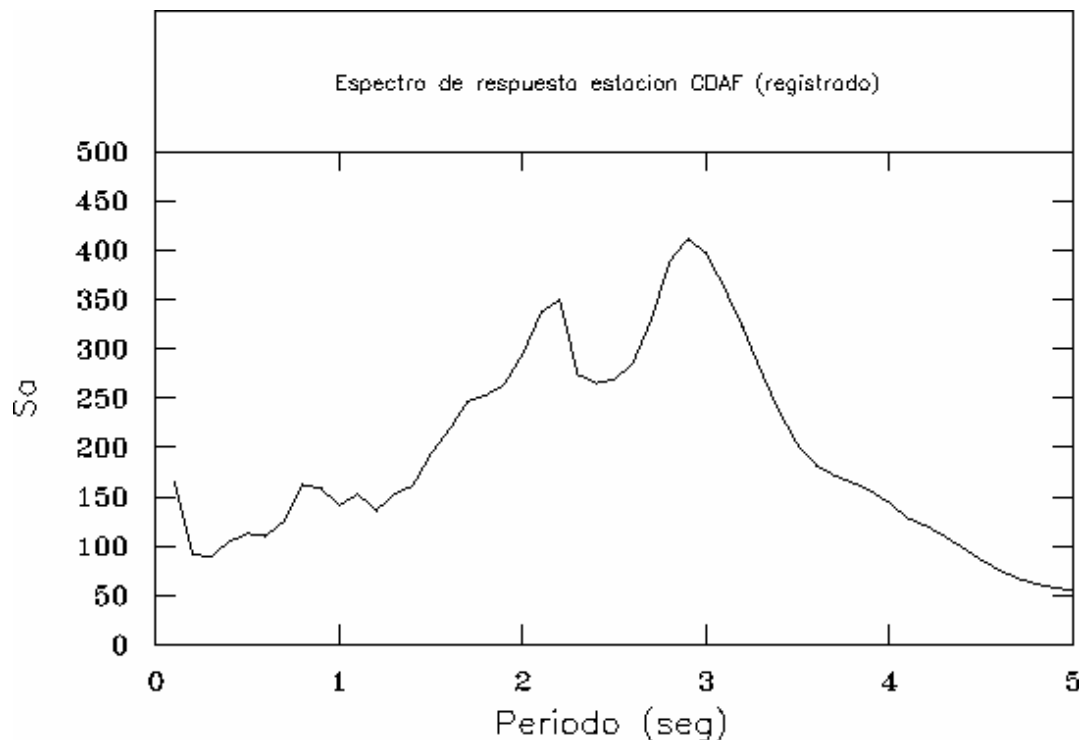


Figura 5.29. Espectro de respuesta del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAF componente EW (en cm/s^2)

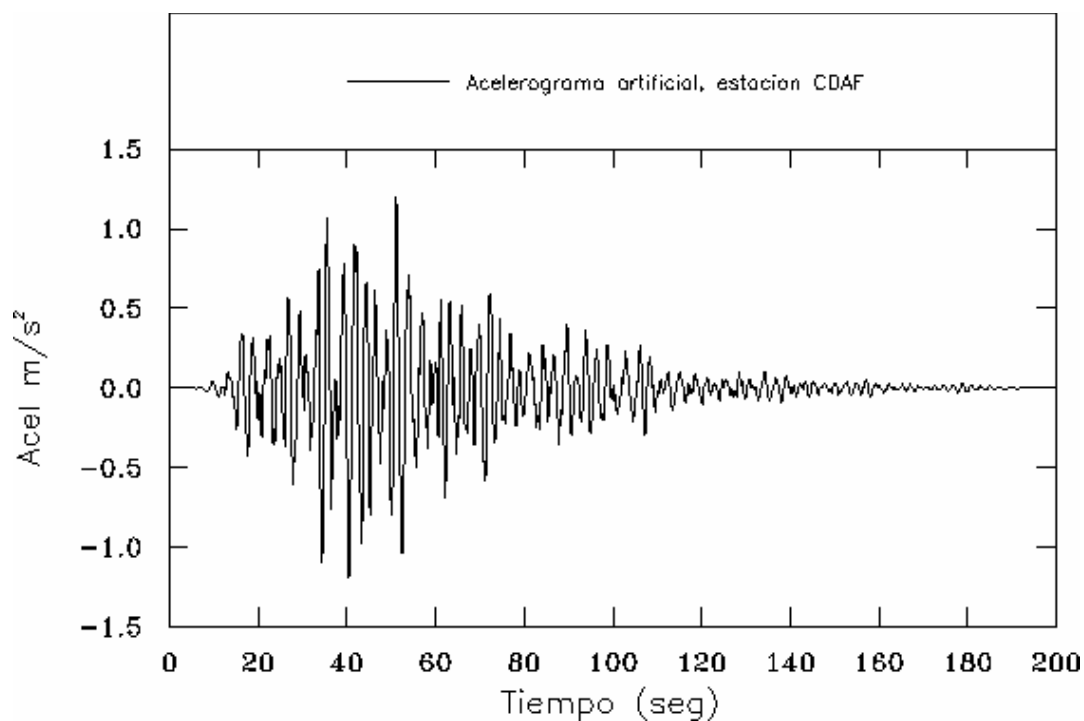


Figura 5.30. Acelerograma artificial para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación CDAF (en m/s^2)

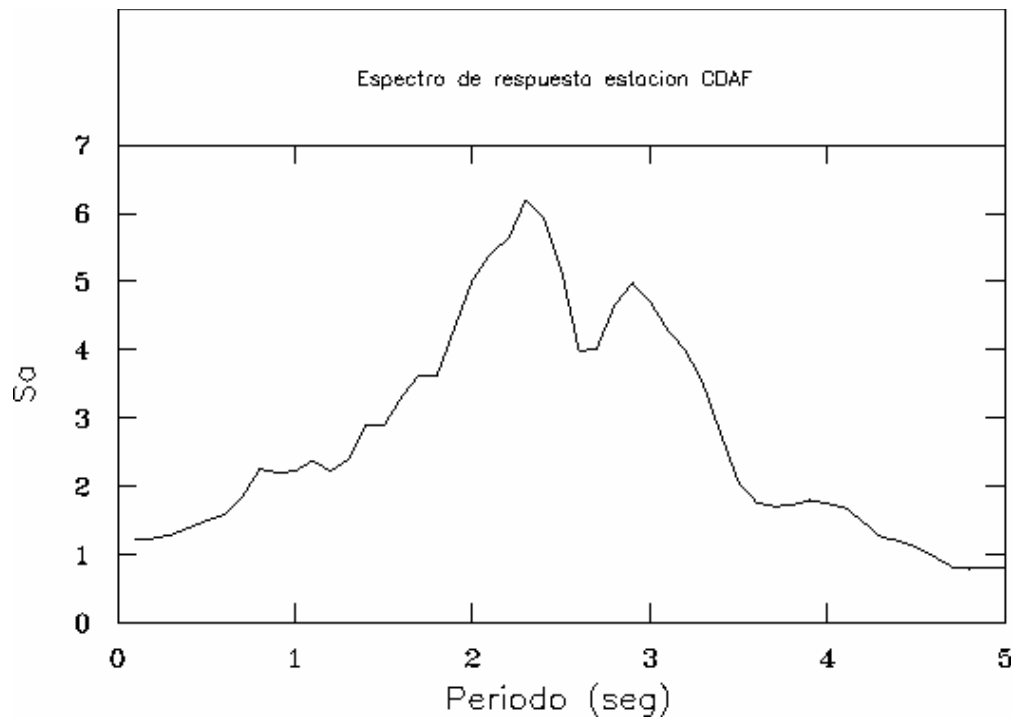


Figura 5.31. Espectro de respuesta del acelerograma sintético correspondiente a la estación CDAF componente EW (en m/s^2)

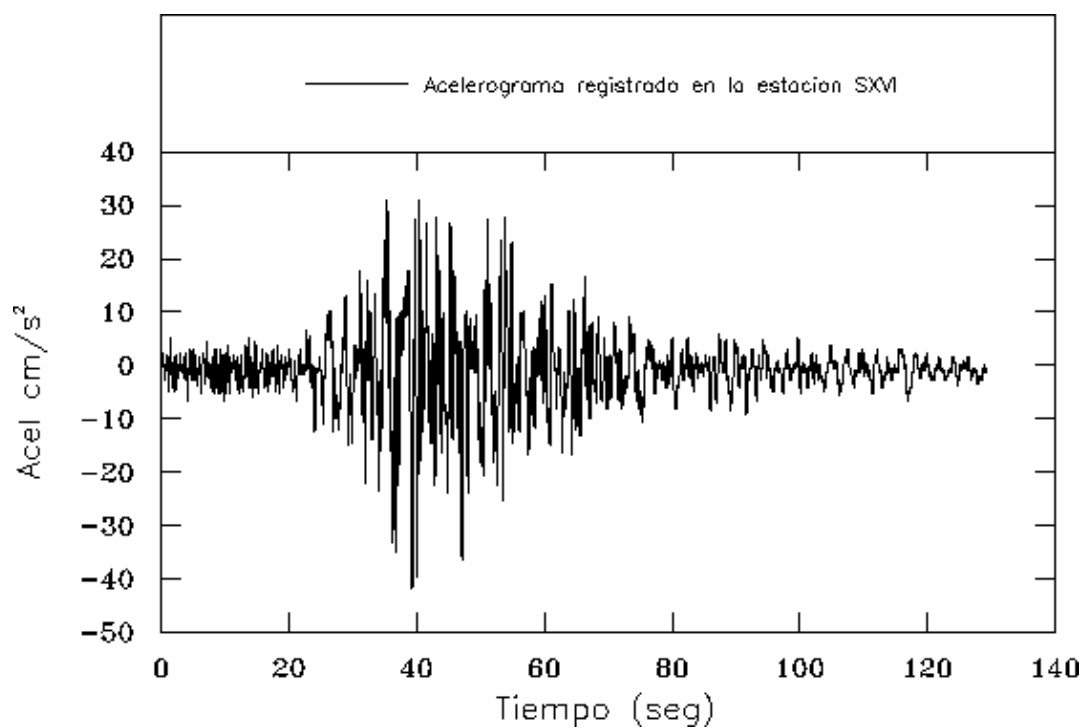


Figura 5.32. Acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SXVI (en cm/s²)

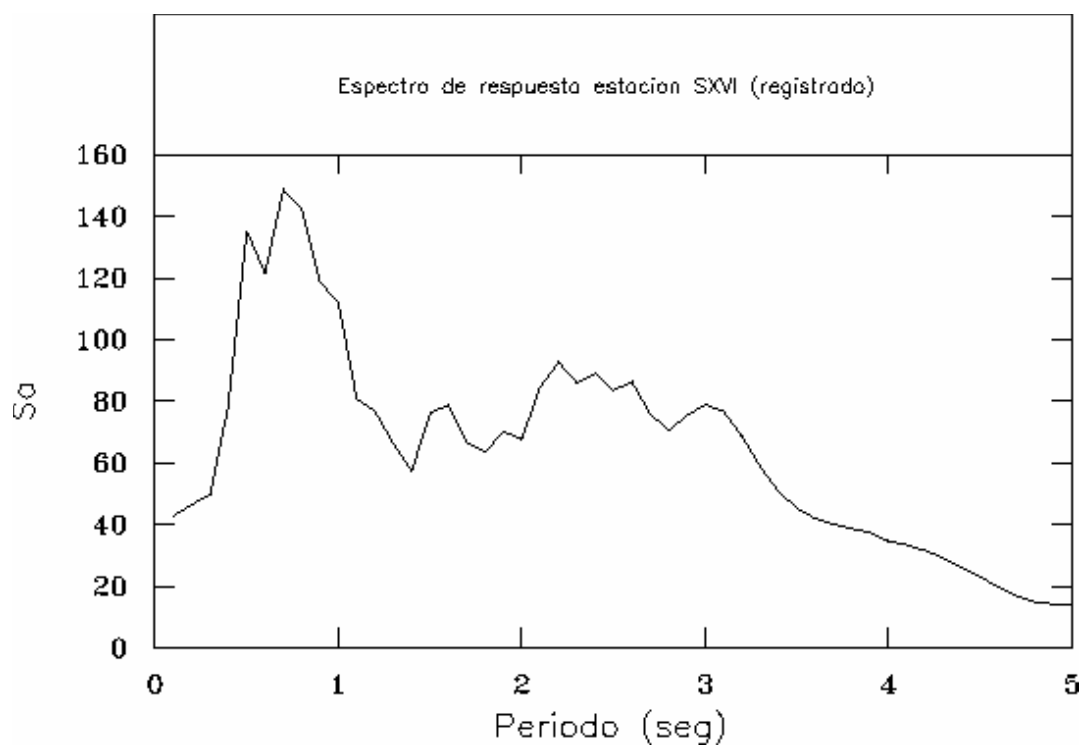


Figura 5.33. Espectro de respuesta del acelerograma registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SXVI componente EW (en cm/s²)

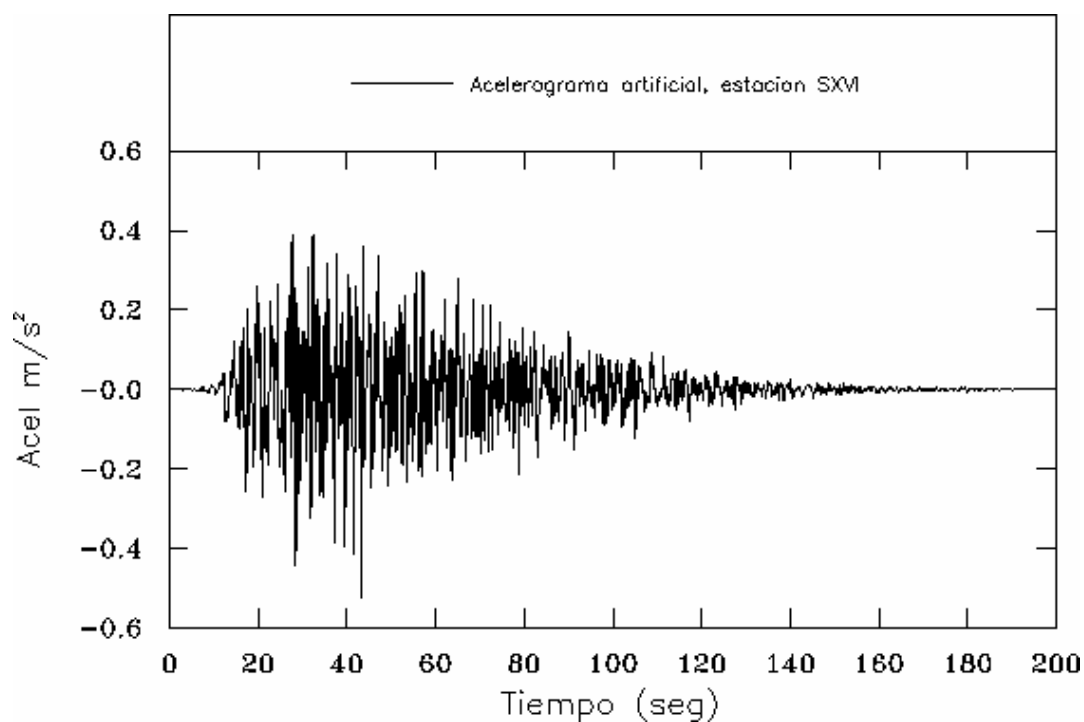


Figura 5.34. Acelerograma artificial para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SXVI (en m/s^2)

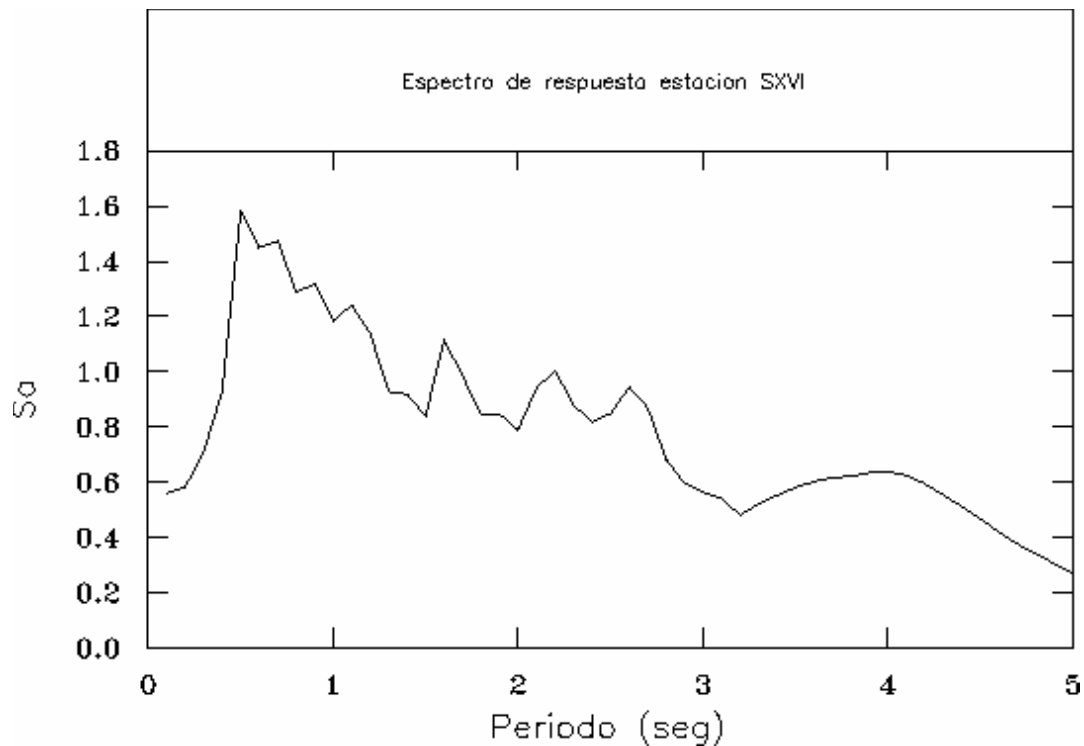


Figura 5.35. Espectro de respuesta del acelerograma sintético correspondiente a la estación SXVI componente EW (en m/s^2)

Tabla 5.2. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos en zona de lago

$M_s = 8.1$ y $R = 300$ km								
Clave en mapa	Clave	Duración total (s)	Aceleración máxima componente E-W (m/s^2)	Seudo-aceleración máxima componente E-W	Periodo (seg)	Aceleración máxima componente N-S (m/s^2)	Seudo-aceleración máxima	Periodo
3	CJ03	100.0	2.43	10.30	2.08	2.42	11.30	1.90
4	CJ04	100.0	1.91	9.66	2.14	2.30	11.70	2.00
5	CI05	200.0	1.76	7.99	2.20	2.24	1.35	2.03
RO	DFRO	100.0	2.02	11.20	1.24	1.69	7.57	1.41
49	BA49	240.0	2.78	15.00	2.76	3.10	20.70	2.69
RM	RM	120.0	2.08	11.70	2.27	1.83	10.30	2.44
45	BL 45	120.0	2.56	12.40	2.27	2.44	10.80	2.61
25	25	120.0	2.53	14.30	2.32	2.41	13.70	2.31
68	AP68	120.0	1.66	8.74	3.08	2.20	12.40	3.29
56	CO56	250.0	2.41	15.80	2.32	2.39	16.00	2.15
1	AL01	100.0	2.19	7.94	2.08	2.37	10.80	2.07
62	GA62	120.0	1.99	10.60	2.19	2.04	11.90	2.10
6	XP06	160.0	2.25	14.80	2.69	2.26	13.80	2.49
72	72	160.0	1.79	7.94	2.53	1.79	8.13	2.20
59	CA59	160.0	2.19	11.20	2.88	2.33	14.50	3.11
48	48	160.0	1.62	7.58	2.24	1.47	7.31	2.53
VG	VG	160.0	1.79	10.10	2.78	1.60	8.03	2.69
UK	UNKS	160.0	1.52	6.26	3.25	1.77	8.72	3.49
43	JA43	180.0	1.98	9.94	2.85	2.37	11.70	2.95
8	TL08	90.0	2.09	10.90	2.15	2.04	10.30	1.97
9	VG09	250.0	2.87	16.50	2.49	2.24	11.70	2.47
55	TL55	90.0	1.77	7.41	1.61	1.55	7.49	1.97
10	PE10	120.0	2.06	10.40	2.29	2.35	15.20	2.34
29	VM29	250.0	2.19	13.00	2.54	3.48	19.40	2.54
51	SP51	240.0	2.31	15.70	2.20	1.82	13.00	2.14
42	PD42	100.0	1.98	7.74	3.90	2.27	11.50	4.14
11	AU11	120.0	2.09	10.60	4.18	1.76	6.97	4.31
TL	TLAS	120.0	1.93	10.40	3.79	2.01	10.80	3.66
T2	T2	120.0	2.04	11.10	1.41	2.56	14.20	1.49
39	BO39	250.0	1.83	10.30	2.63	1.93	11.20	2.71
14	14	120.0	1.50	5.00	3.67	1.84	8.65	3.80
23	23	120.0	1.46	5.35	2.99	1.83	8.08	2.81
T9	T9	200.0	2.31	9.55	2.82	2.68	10.80	3.36
2	AE02	100.0	2.19	6.89	1.64	2.50	7.10	2.43
12	DM12	100.0	1.91	8.03	3.67	1.93	9.00	3.45
28	CP28	80.0	0.53	1.38	1.13	0.47	1.25	0.88
41	41	100.0	2.50	8.40	1.53	2.55	7.75	2.54
ZA	ZARS	100.0	2.04	8.79	1.53	2.44	7.43	1.53
31	NZ31	160.0	2.08	7.45	2.32	1.84	7.43	2.46
20	NZ20	120.0	1.79	4.73	1.53	1.76	6.12	3.53
32	CE32	120.0	1.49	6.55	4.10	1.57	5.76	4.12
19	19	140.0	1.97	10.20	2.46	2.92	17.90	2.68
38	GC38	80.0	1.77	10.70	1.67	1.72	9.73	1.75

Tabla 5.2. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos en zona de lago (continuación)

$M_s = 8.1$ y $R = 300$ km								
Clave en mapa	Clave	Duración (s)	Aceleración máxima componente E-W (m/s^2)	Seudo-aceleración máxima componente E-W	Periodo (seg)	Aceleración máxima componente N-S (m/s^2)	Seudo-aceleración máxima	Periodo
33	LI33	140.0	1.95	11.00	2.51	2.06	10.90	2.63
22	22	90.0	2.26	13.20	1.50	1.38	8.51	1.44
84	CH84	90.0	2.40	16.70	1.36	1.63	8.76	1.41
54	JC54	90.0	1.71	6.86	1.13	1.73	9.43	1.21
80	CU80	150.0	2.38	9.54	2.46	2.60	14.50	2.99
35	TH35	120.0	2.33	11.10	2.74	2.54	12.50	2.29
36	XO36	250.0	2.80	11.80	1.55	3.14	19.70	3.50
15	MI15	90.0	1.93	10.30	1.44	1.66	8.29	1.41
58	LI58	200.0	2.36	15.00	2.26	2.13	11.50	2.26
CM	CM	90.0	2.10	11.00	1.16	1.89	7.61	1.05
53	SI53	90.0	2.29	10.80	1.47	1.73	8.17	1.53
44	UC44	90.0	1.57	9.14	1.38	1.53	6.49	1.44
17	LV17	120.0	1.85	7.36	1.16	1.68	5.84	2.06

Tabla 5.3. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos en zona de transición

$M_s = 8.1$ y $R = 300$ km								
Clave en mapa	Clave	Duración (s)	Aceleración máxima componente E-W (m/s^2)	Seudo-aceleración máxima componente E-W	Periodo (seg)	Aceleración máxima componente N-S (m/s^2)	Seudo-aceleración máxima	Periodo
37	DX37	80.0	1.62	7.83	1.07	1.36	7.01	1.05
24	AO24	75.0	1.24	6.26	1.07	1.23	5.66	0.99
47	CO47	80.0	0.70	1.94	1.16	0.74	1.98	2.49
CY	COYS	80.0	0.77	2.95	0.62	0.72	3.04	0.96
16	DR16	70.0	0.78	3.14	0.65	0.69	2.67	0.65
30	EO30	55.0	0.77	2.13	0.88	0.67	2.18	0.73
46	AU46	80.0	1.02	4.09	0.88	1.04	4.15	0.85
57	ES57	80.0	0.95	3.92	1.05	0.99	3.71	0.93
52	ME52	100.0	0.75	3.41	1.16	0.80	3.40	0.96
27	GR27	80.0	1.42	6.85	0.85	1.37	6.07	0.85
IM	IMPS	80.0	1.21	4.44	1.47	1.38	4.62	0.85
64	CT64	60.0	0.23	0.60	1.30	0.19	0.48	1.86
ES	ESTS	60.0	0.20	0.58	1.24	0.22	0.49	1.67

Tabla 5.4. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos en zona de lomas

$M_s = 8.1$ y $R = 300$ km								
Clave en mapa	Clave	Duración (s)	Aceleración máxima componente E-W (m/s^2)	Seudo-aceleración máxima componente E-W	Periodo E-W (seg)	Aceleración máxima componente N-S (m/s^2)	Seudo-aceleración máxima	Periodo
7	TE07	60.0	0.46	1.52	1.36	0.44	1.27	1.98
CN	CENA	60.0	0.54	1.59	1.44	0.65	2.09	2.26
21	UI21	75.0	0.60	1.71	0.79	0.61	1.76	2.60
CH	CHAS	60.0	0.57	1.62	1.24	0.62	1.36	1.58
78	CS78	75.0	0.40	1.19	1.07	0.60	1.27	2.77
40	IM40	40.0	0.67	1.57	1.24	0.64	1.66	1.16
74	FJ74	60.0	0.64	1.90	1.44	0.58	1.72	1.05
13	TP13	60.0	0.57	1.72	1.36	0.71	1.77	2.57
50	50	60.0	0.68	2.06	1.07	0.74	2.04	0.65
18	18	60.0	0.24	0.78	2.37	0.48	1.60	2.49
34	PA34	80.0	0.55	1.50	1.16	0.52	1.66	1.55

Tabla 5.5. Duraciones y aceleraciones máximas de los acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

Registrados				
Clave en mapa	Clave	Duración (s)	Aceleración máxima componente E-W (cm/s^2)	Aceleración máxima componente N-S (cm/s^2)
CDAF	CDAF	143.0	116	87.2
CDAO	CDAO	315.0	86.2	65.7
CU01	CU01	164.0	33.3	27.3
CUIP	CUIP	73.0	34.1	30.7
CUMV	CUMV	63.0	37.1	36
MADI	MADI	39.0	9.78	7.86
SCT1	SCT1	183.5	162	93.5
SXVI	SXVI	129.0	39.9	42.3
TACY	TACY	175.0	31.7	33.5
TLHB	TLHB	150.0	106	135
TLHD	TLHD	150.0	111	117
TXSO	TXSO	214.0	103	103

En la figura 5.36 se ilustra el procedimiento para la generación de los acelerogramas sintéticos (componentes N-S y E-W) para la estación CI05 y en la fig. 5.37 los correspondientes a la estación CE32, estaciones que corresponden a la zona de lago. El procedimiento para la obtención de registros sintéticos correspondientes a la zona de transición se ilustra en las figuras 5.38 y 5.39, donde se presentan los obtenidos para las estaciones GR27 y AO24 respectivamente. El procedimiento para la zona de lomas o terreno firme se ilustra en las figuras 5.40 y 5.41, correspondiendo a las estaciones 50 y FJ74 respectivamente. Para todos estos casos se muestran ambas componentes, presentándose en primera instancia la componente Este-Oeste, seguida de la Norte-Sur.

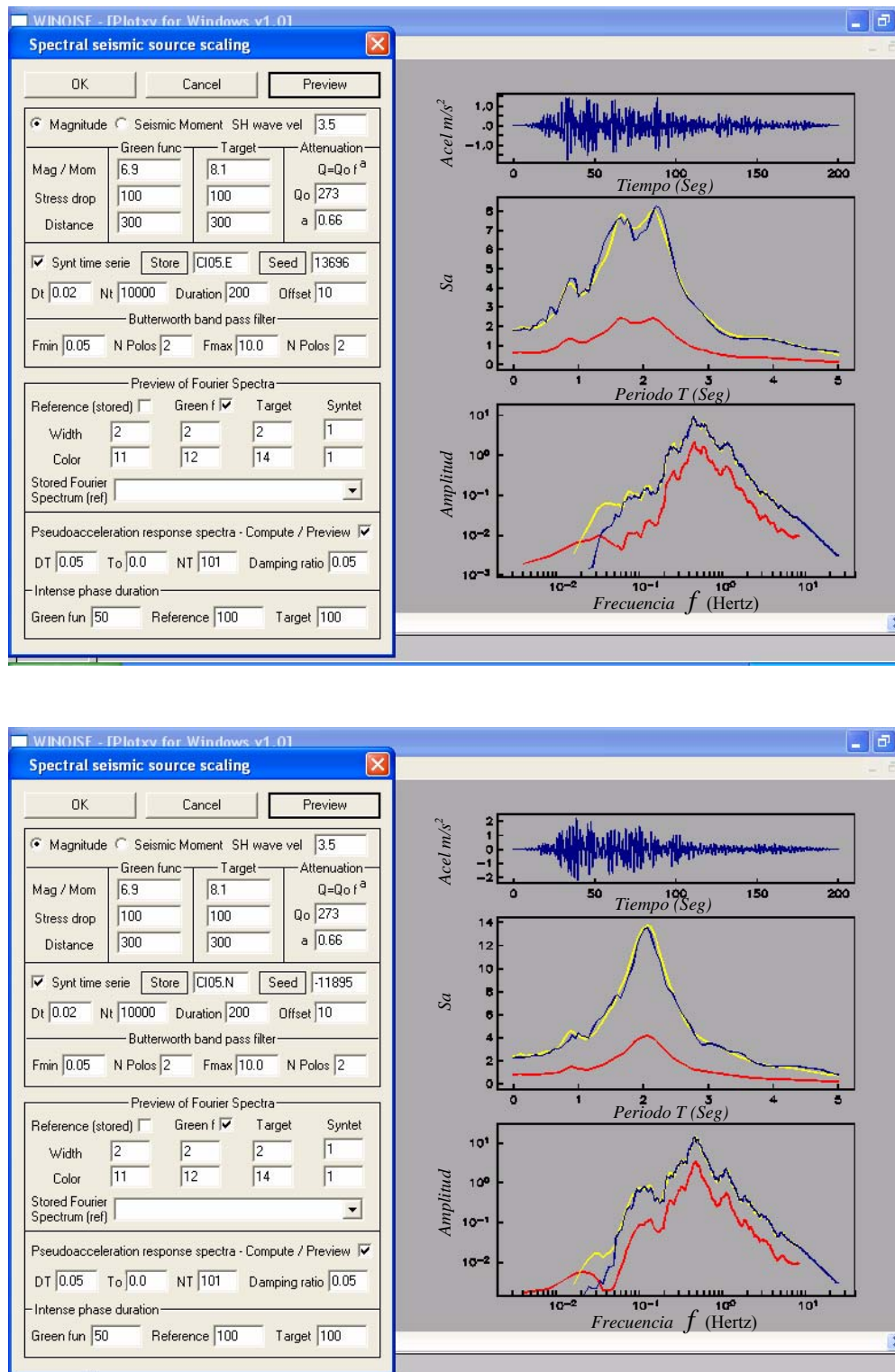


Figura 5.36. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación CI05

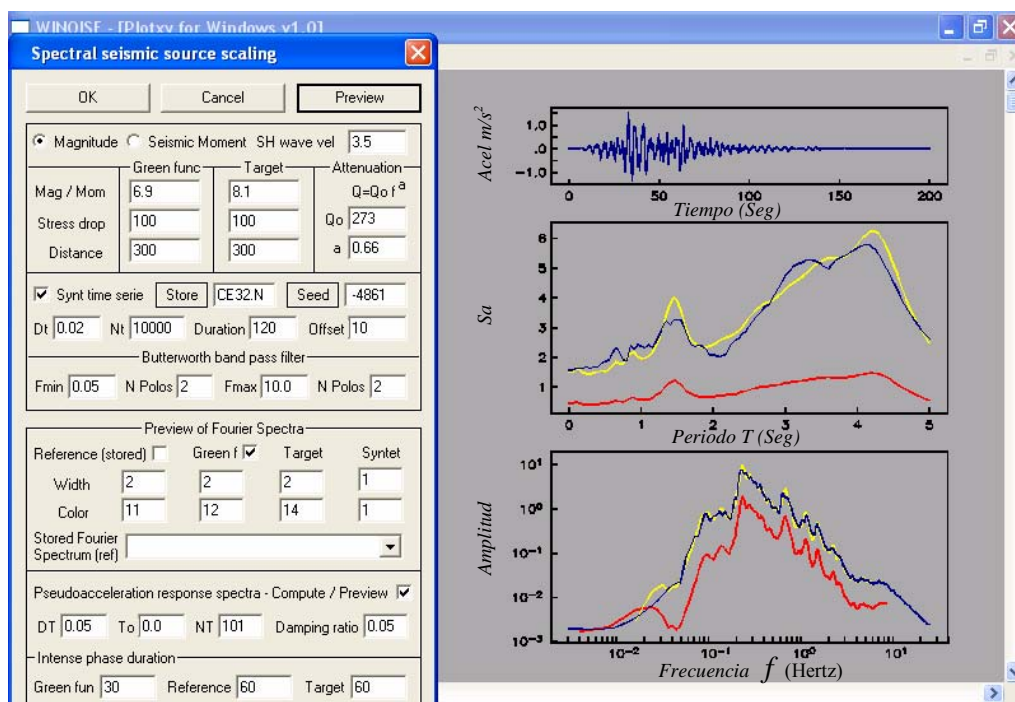
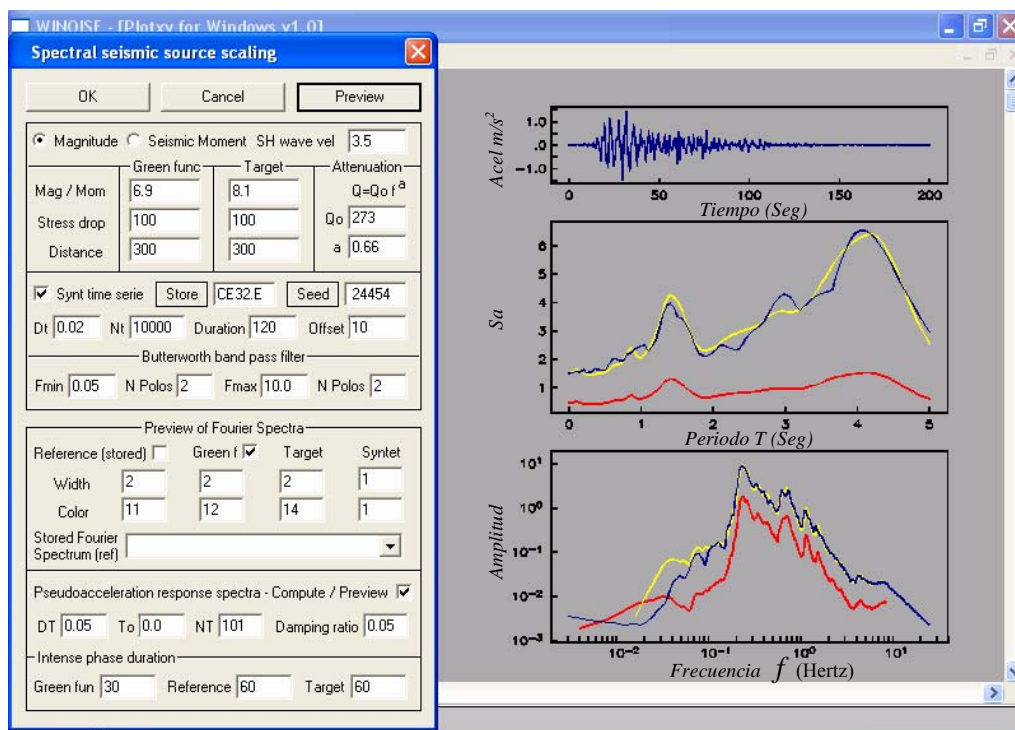


Figura 5.37. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación CE32

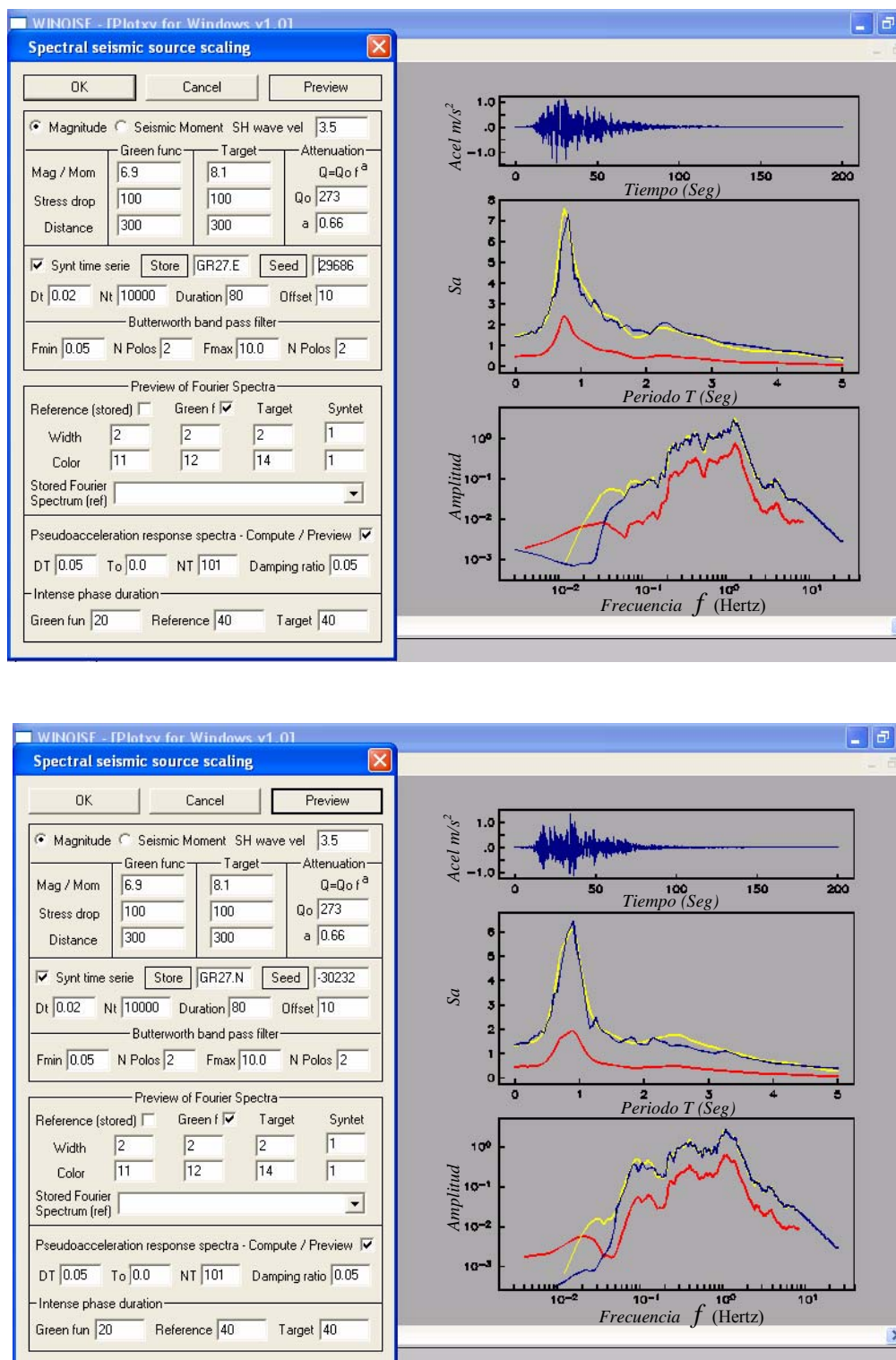


Figura 5.38. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación GR27

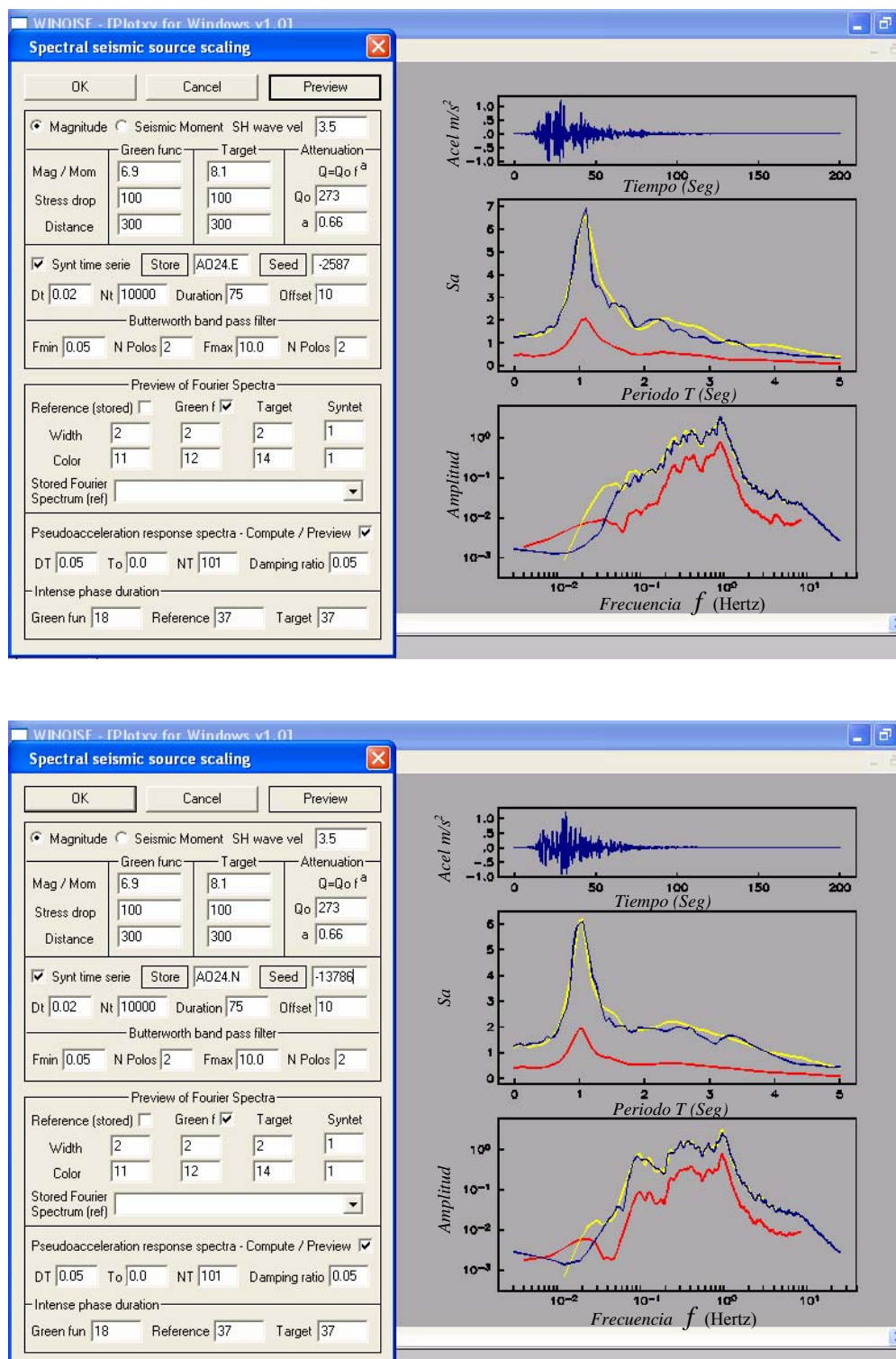


Figura 5.39. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación A024

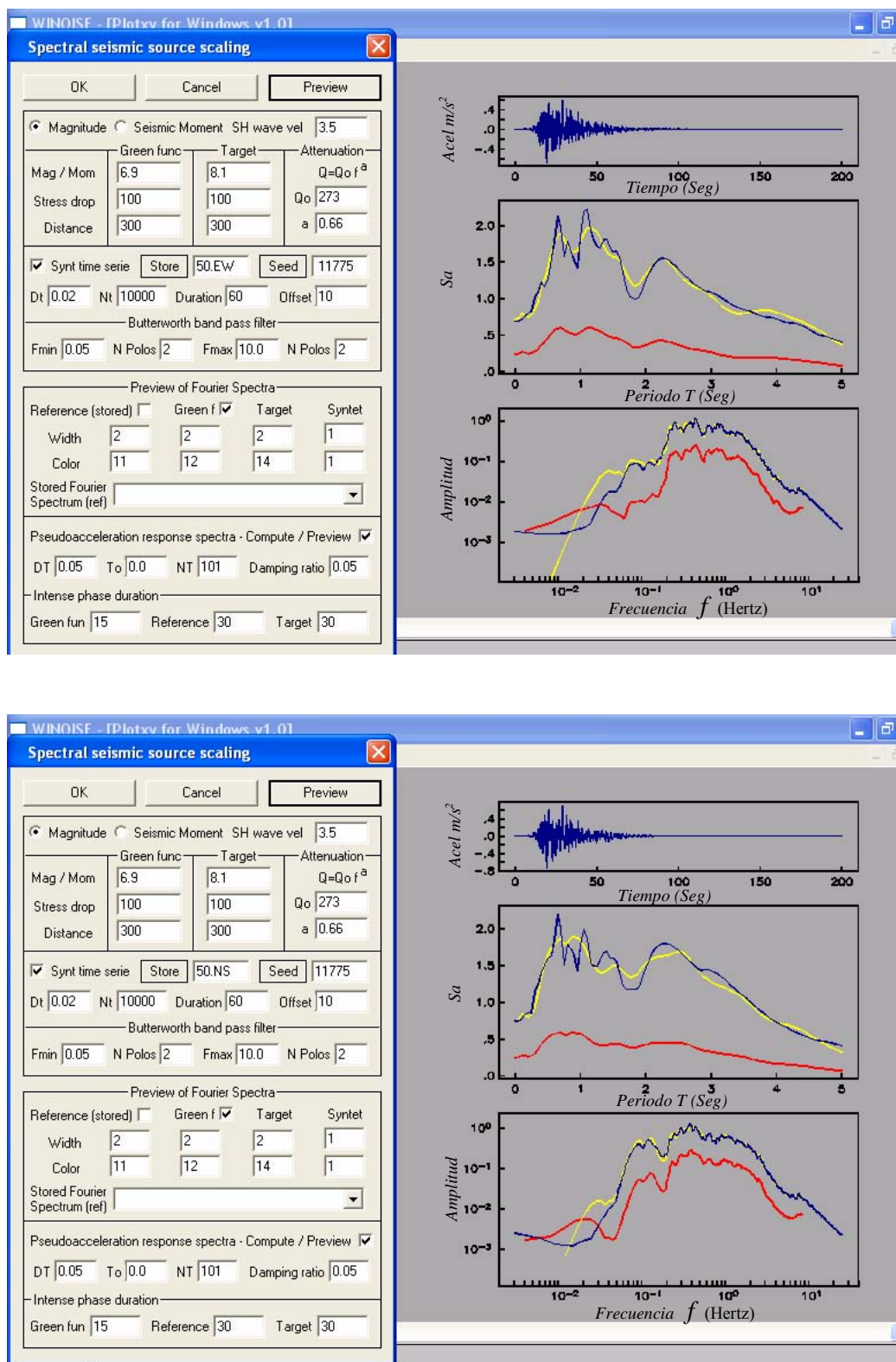


Figura 5.40. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación 50

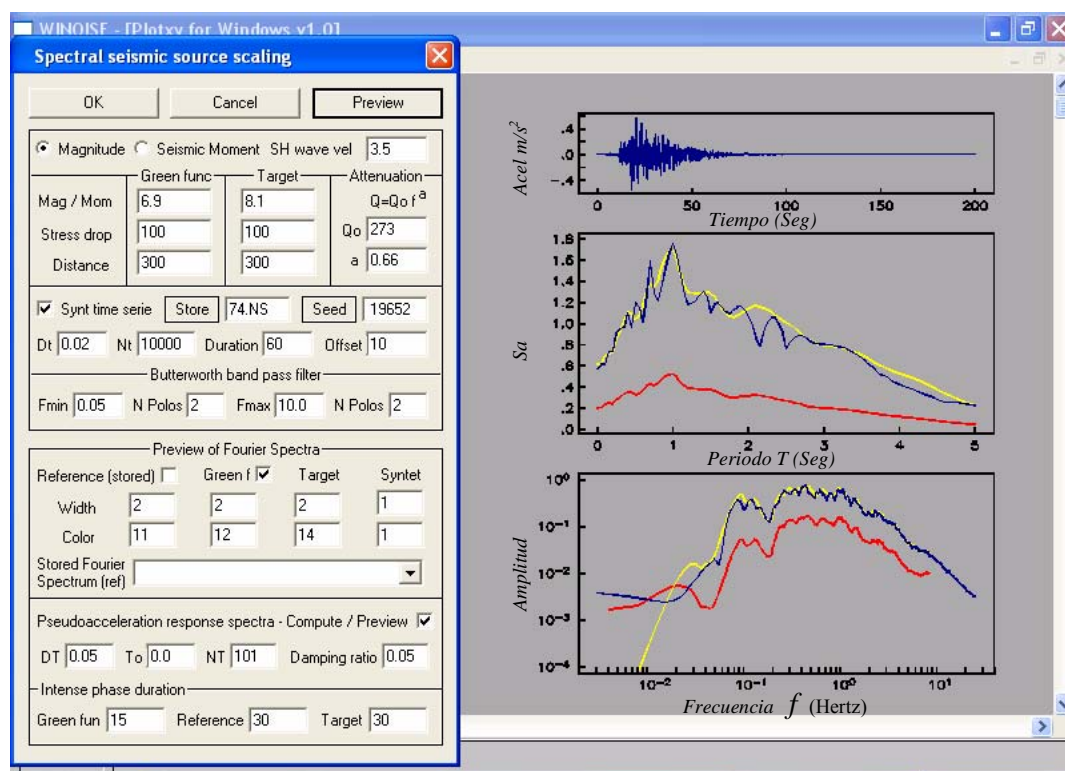
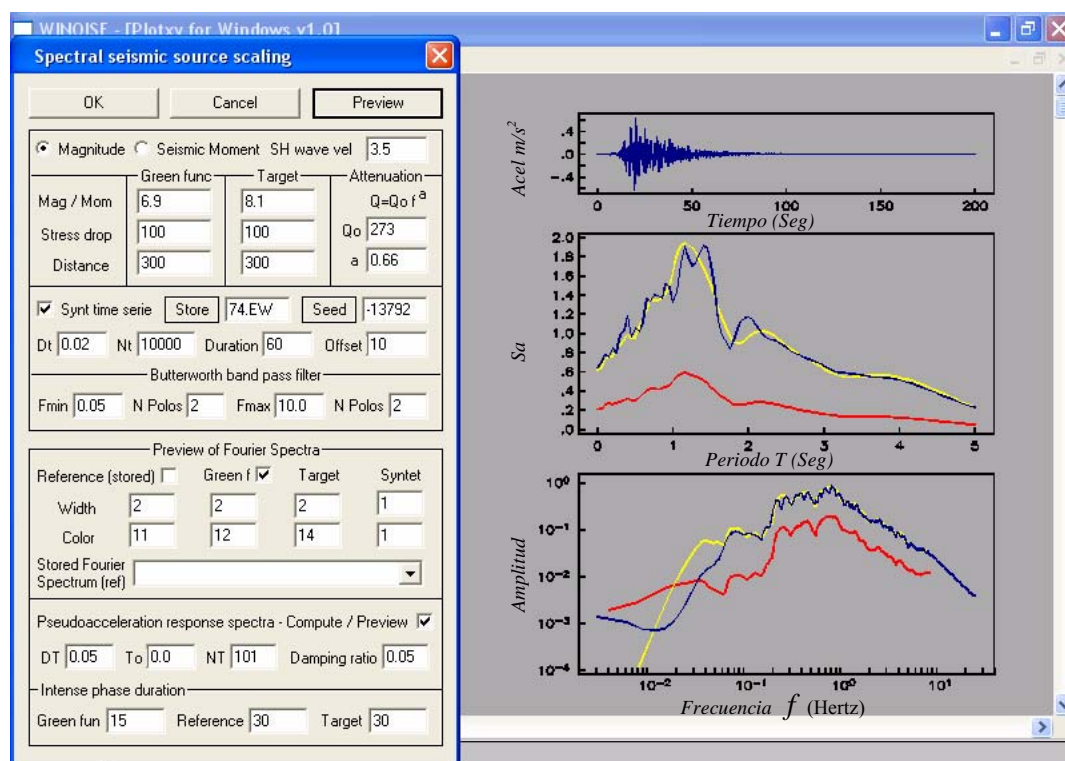


Figura 5.41. Fase final de la generación del acelerograma sintético para la estación FJ74

Mediante la metodología expuesta en este capítulo se generaron todos los registros sintéticos necesarios para el cálculo de los espectros de demandas de ductilidad y desplazamiento. Con dichos espectros de demandas se construirán posteriormente mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento que se compararán con el levantamiento de daños producto del sismo de septiembre de 1985. Dicha zona de daños fue trazado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Las tablas 5.2, 5.3 y 5.4 muestran las aceleraciones máximas de los acelerogramas sintéticos calculados para las distintas zonas geotécnicas del Distrito Federal. Se observa que en algunos casos dichas aceleraciones son altas, principalmente en la zona virgen de la zona del lago, esto puede deberse principalmente a que en algunos casos las duraciones con que se calcularon los registros sintéticos son cortas, lo que ocasiona una concentración de energía.

Cabe destacar que por limitaciones del estudio, aunque se pretende crear un escenario sísmico similar al de 1985, se emplean como funciones de Green, durante la generación de los acelerogramas sintéticos, los registros de un sismo de diferente origen, dicho sismo corresponde al ocurrido el 25 de abril de 1989. Ambos sismos tienen el mismo mecanismo de falla, es decir, de falla inversa (subducción).

CAPÍTULO VI

METODOLOGÍA UTILIZADA PARA ESTUDIAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DEL DISTRITO FEDERAL ANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

6.1. Determinación aproximada de periodos de vibración en estructuras de concreto reforzado

Para la determinación de los periodos de vibración de edificios de concreto reforzado ubicados en la Ciudad de México, Murià y González (1995) propusieron las expresiones mostradas en la tabla 6.1, las cuales están basadas en un estudio realizado con la finalidad de determinar las propiedades dinámicas de edificios en la ciudad de México a partir de mediciones de vibración ambiental y registros sísmicos. Cabe destacar que las expresiones de la tabla 6.1 son aplicables a estructuras que cuenten con un número de pisos no mayor a 20.

Tabla 6.1. Relaciones entre periodo fundamental de vibración y un número de niveles (Murià y González, 1995)

SISTEMA ESTRUCTURAL	SUELO FIRME	SUELO BLANDO
Marcos	$T = 0.100N$	$T = 0.126N$
	$T = 0.034H^{0.94}$	$T = 0.036H^{1.01}$
Marcos y muros	$T = 0.063N$	$T = 0.102N$
	$T = 0.031H^{0.89}$	$T = 0.017H^{1.13}$

donde

H = Altura del edificio

N = Número de pisos de la estructura

Empleando las expresiones de la tabla 6.1, y basándose en aquéllas que están en función del número de niveles de la estructura, se calcularon los periodos fundamentales de vibración para estructuras que van desde uno hasta 20 niveles, los resultados para el caso de sistemas con base en marcos de concreto se muestran en la tabla 6.2.

Los periodos mostrados en la tabla 6.2, corresponden a los límites superior e inferior de cada intervalo considerado respecto al número de niveles de la estructura, el cual está acorde con el reporte de daños realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en 1986 (tabla 1.9), donde se presentan de manera detallada el número de estructuras que sufrieron diferentes niveles de daño, lo anterior se comento con mayor detalle en el capítulo 1.

6.2. Determinación de resistencias laterales con base en reglamentación para el cálculo de espectros de demanda

A continuación se muestran las resistencias que se estipulan en cada uno de los reglamentos en estudio, asociadas a los periodos calculados, esto para el caso de estructuras con base en marcos de concreto y obtenidas a través de los espectros de diseño elásticos. La tabla 6.3 muestra los resultados para la zona I, y las tablas 6.4 y 6.5 hacen lo respectivo para la zona II y III.

Tabla 6.2. Periodos fundamentales de vibración para sistemas con base en marcos de concreto

Sistemas con base en marcos		
	Terreno firme	Terreno blando
No Niveles	Periodos (s)	Periodo (s)
< 5	0.1-0.5	0.126-0.63
6 a 10	0.6-1.0	0.756-1.26
11 a 15	1.1-1.5	1.386-1.89
16 a 20	1.6-2.0	2.016-2.52

Tabla 6.3. Resistencias para sistemas con base en marcos de concreto, zona I

Coeficiente sísmico Zona I									
	Terreno firme	c	c	c	c	c	c	c	c
No Niveles	Periodos (s)	(1942)	(1957 B1)	(1957 B2)	(1966 B1)	(1966 B2)	(1976)	(1987)	(2004)
< 5	0.0-0.5	0.025	0.05	0.07	0.04	0.08	0.03-0.16	0.04-0.16	0.04-0.16
6 a 10	0.6-1.0	0.025	0.05	0.07	0.04	0.08	0.16-0.1431	0.16-0.1239	0.16
11 a 15	1.1-1.5	0.025	0.05	0.07	0.04	0.08	0.1364-0.1168	0.1182-0.1012	0.16-0.144
16 a 20	1.6-2.0	0.025	0.05	0.07	0.04	0.08	0.1131-0.1012	0.098-0.0876	.135-.108

Tabla 6.4. Resistencias para sistemas con base en marcos de concreto, zona II

Coeficiente sísmico Zona II									
	Terreno firme	c	c	c	c	C	c	c	c
No Niveles	Periodos (s)	(1942)	(1957 B1)	(1957 B2)	(1966 B1)	(1966 B2)	(1976)	(1987)	(2004)
< 5	0.0-0.5	0.025	0.06	0.09	0.06	0.08	0.045-0.2	0.08-0.32	0.08-0.32
6 a 10	0.6-1.0	0.025	0.06	0.09	0.06	0.08	0.2	0.32	0.32
11 a 15	1.1-1.5	0.025	0.06	0.09	0.06	0.08	0.2	0.32	0.32-278
16 a 20	1.6-2.0	0.025	0.06	0.09	0.06	0.08	0.2	0.3065-0.2642	.255-.1897

En la tabla 6.6 se muestran los diferentes factores de comportamiento sísmico (Q) propuestos por los reglamentos del Distrito Federal más recientes para sistemas de losa plana y marcos de concreto. Ambos sistemas fueron los más dañados durante el sismo de 1985, como se comentó en el capítulo 1. Estos valores nos indican los niveles de ductilidad supuestos para su diseño acorde a cada una de las versiones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, de igual manera se muestra el criterio para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas Q'.

Tabla 6.5. Resistencias para sistemas con base en marcos de concreto, zona III

Coeficiente sísmico Zona III									
No Niveles	Terreno blando	c (1942)	c (1957 B1)	c (1957 B2)	c (1966 B1)	c (1966 B2)	c (1976)	c (1987)	c (2004)
	Periodo (s)								
< 5	0.0-0.63	0.025	0.07	0.1	0.06	0.08	0.06-0.2018	0.1-0.4	0.1-0.4
6 a 10	0.756-1.26	0.025	0.07	0.1	0.06	0.08	0.2301-0.24	0.4	0.4
11 a 15	1.386-1.89	0.025	0.07	0.1	0.06	0.08	0.24	0.4	0.4-0.363
16 a 20	2.016-2.52	0.025	0.07	0.1	0.06	0.08	0.24	0.4	0.319-0.204

Tabla 6.6. Factores de comportamiento sísmico

SISTEMA	1976	1987	2004	Q'
	Q	Q	Q	
Marcos de concreto	6	4	4	Q si $T > T_1$ $1 + ((Q-1) * T/T_1)$ si $T < T_1$
Marcos de concreto	4	3	3	
Marcos de concreto	4	2	2	
Losa plana	4	3,2	3,2	

En la tabla 6.7 se muestran los valores de los coeficientes sísmicos reducidos por Q' para el caso de la zona de terreno firme. Las tablas 6.8 y 6.9 muestran lo correspondiente a las zonas de transición y lago respectivamente.

Tabla 6.7. Coeficientes sísmicos reducidos por Q' para zona I

Terreno firme (zona I)				
No Niveles	Periodos (s)	c (1976)	Coeficiente sísmico reducido (c/Q')	
			Q = 4	Q = 6
< 5	0.0-0.5	0.03-0.16	0.040	0.027 *
6 a 10	0.6-1.0	0.16-0.1431	0.036	0.024 *
11 a 15	1.1-1.5	0.1364-0.1168	0.029 *	0.019 *
16 a 20	1.6-2.0	0.1131-0.1012	0.025 *	0.017 *

Tabla 6.8. Coeficientes sísmicos reducidos por Q' para zona II

Zona de transición (zona II)				
No Niveles	Periodos (s)	c (1976)	Coeficiente sísmico reducido (c/Q')	
			Q = 4	Q = 6
< 5	0.0-0.63	0.045-0.20	0.050	0.033 *
6 a 10	0.756-1.26	0.20	0.050	0.033 *
11 a 15	1.386-1.89	0.20	0.050	0.033 *
16 a 20	2.01-2.52	0.20	0.050	0.033 *

Tabla 6.9. Coeficientes sísmicos reducidos por Q' para zona III

Zona de lago (zona III)				
No Niveles	Periodos (s)	c (1976)	Coeficiente sísmico reducido (c/Q')	
			Q = 4	Q = 6
< 5	0.0-0.63	0.06-0.2018	0.0600	0.0409 *
6 a 10	0.756-1.26	0.2301-0.24	0.0600	0.0400 *
11 a 15	1.386-1.89	0.24	0.0600	0.0400 *
16 a 20	2.016-2.52	0.24	0.0600	0.0400 *

Los valores marcados con asterisco en las tablas 6.7, 6.8 y 6.9 son menores a la aceleración del terreno estipuladas para cada una de las distintas zonas. De acuerdo con el artículo 240 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en la parte respectiva a diseño por sismo, ningún valor reducido por ductilidad podrá ser menor a la aceleración del terreno (a_0), por lo que para la zona I, el valor por el que se sustituyen todos los valores marcados con asterisco es igual a 0.03, para zona II el valor es 0.045, y para zona III dicho valor es 0.06. Dichos valores fueron los que se emplearon en los cálculos de los espectros de demanda de ductilidad y desplazamiento.

6.3. Cálculo de los espectros de demanda de ductilidad

Para el cálculo de los espectros de demanda de ductilidad, se requiere tener conocimiento de la resistencia lateral del sistema estructural en estudio, ya que dichos espectros, como ya se ha mencionado, relacionan las demandas de ductilidad de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una resistencia lateral dada. Dichas resistencias se estimaron, para cada sistema estructural, a través de los requerimientos mínimos que los reglamentos en vigor estipulaban, acorde al año de construcción, tal como se muestra en la sección 6.2.

Las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales (periodos de vibrar) se obtuvieron mediante las expresiones empíricas propuestas por Murià y González (1995), como se mostró en la sección 6.1.

Como primera etapa para el cálculo de los espectros de demanda de ductilidad se realizó una caracterización de los sistemas estructurales acorde al número de niveles de las estructuras a estudiar, se seleccionó un modelo de histéresis acorde al material de las estructuras en estudio, en este caso, concreto reforzado. Takeda propuso un modelo de histéresis que considera la degradación de rigidez, aspecto relevante en el comportamiento de los elementos de concreto reforzado. Es por esto que dicho modelo se consideró adecuado para emplearse durante el cálculo de los espectros de demandas de ductilidad y desplazamiento, y se describe con mayor detalle a continuación:

6.3.1. Modelo de histéresis propuesto por Takeda

El modelo de Takeda (Saiidi y Sozen, 1979) se basa en 16 reglas operando en una curva trilineal primaria (fig. 6.1).

La curva primaria puede incluir deformaciones adicionales causadas por el deslizamiento del acero provocado por ruptura de la adherencia. Las reglas mencionadas no cubren el efecto de adelgazamiento del ciclo de histéresis, el cual está acompañado por una disminución en la capacidad de disipación de energía y pérdida de rigidez, lo cual puede ser causado de igual manera por el deslizamiento del acero de refuerzo, (este efecto es comúnmente conocido como “pinching” o estrechamiento del lazo histerético).

Las reglas determinan distintas características de rigidez a niveles diferentes de agrietamiento, fluencia, descarga y recarga en ciclos sucesivos. El hecho de que el modelo considere al agrietamiento como un punto de ruptura, trae consigo un cierto nivel de disipación de energía bajo cargas cíclicas aún en estados previos a la fluencia, lo cual es realista y deseable. Varias de las reglas empleadas en el sistema de Takeda están relacionadas con el desarrollo realista de relaciones fuerza-desplazamiento durante ciclos de baja amplitud los cuales están dentro de los límites de los ciclos de gran amplitud medidos previamente (Saiidi y Sozen, 1979).

Debido a que el modelo de Takeda no toma en cuenta los efectos de adelgazamiento del lazo de histéresis (pinching effects), el modelo ignora la pérdida de rigidez que puede ocurrir en la conexión viga-columna a amplitudes bajas, por lo que se debe tener precaución en este aspecto. Esto se ilustra en la figura 6.2 (Saiidi y Sozen, 1979).

Los modelos de histéresis empleados en el cálculo de los espectros de demandas de ductilidad y desplazamiento son una ligera variación del modelo de Takeda, en los cuales la curva primaria fue modificada a una de tipo bilineal; la modificación fue desarrollada por Otani en 1979.

Dado que los detallados de armado y configuraciones estructurales en las estructuras de concreto reforzado suelen presentar variaciones importantes, a partir de 1976 el reglamento de construcciones del Distrito Federal contempló dos tipos de diseños, basándose en la ductilidad que puede desarrollar dichos sistemas estructurales, esto a través de la asignación de valores diferentes del factor de comportamiento sísmico, diferenciando con esto un diseño dúctil de uno no dúctil. Por lo anterior, se requirió del empleo de dos modelos de histéresis que representaran cada uno de los comportamientos antes descritos. Un primer modelo que representara a estructuras no dúctiles y un segundo a estructuras dúctiles. En cada uno de los casos anteriores se realizó una calibración de los parámetros de Takeda B_0 y B_1 , siendo B_0 un factor de degradación de rigidez para ciclos grandes y B_1 un factor de degradación de rigidez para ciclos pequeños, realizando dicha calibración empleando una señal senoidal.

Con lo anterior se obtuvieron modelos de histéresis acorde a los requerimientos marcados, los modelos considerados para cada caso se muestran en las figuras 6.5, empleando para el caso de estructuras dúctiles un valor de $B_0 = 0$ y $B_1 = 1$, lo cual implica que no existe degradación en el ciclo histerético, para el caso de estructuras no dúctiles los parámetros B_0 y B_1 tienen valores de 0.1 y 0.9 respectivamente. Asimismo,

se observa en la figura 6.3 que para valores de B_0 y B_1 de 0.2 y 0.8 respectivamente, la degradación de rigidez es más notoria.

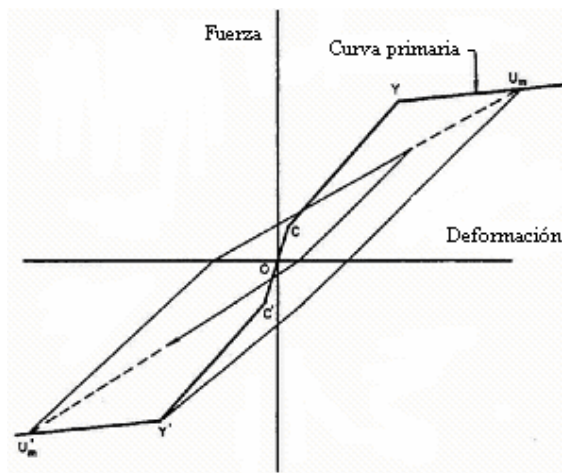


Figura 6.1. Modelo histerético propuesto por Takeda (adaptado de Saiidi y Sozen, 1979)

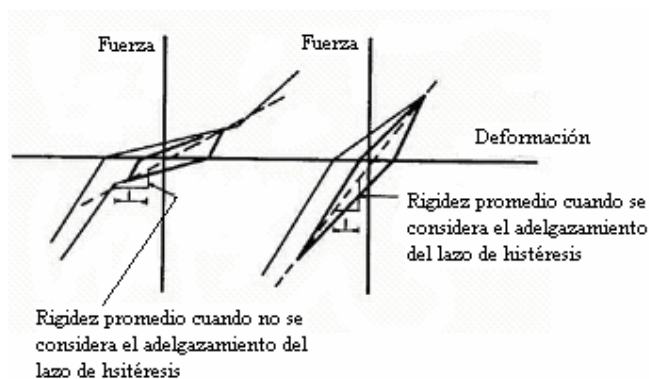


Figura 6.2. Comparación entre la rigidez promedio considerando y sin considerar el efecto de adelgazamiento del lazo de histéresis para pequeñas amplitudes (adaptado de Saiidi y Sozen, 1979)

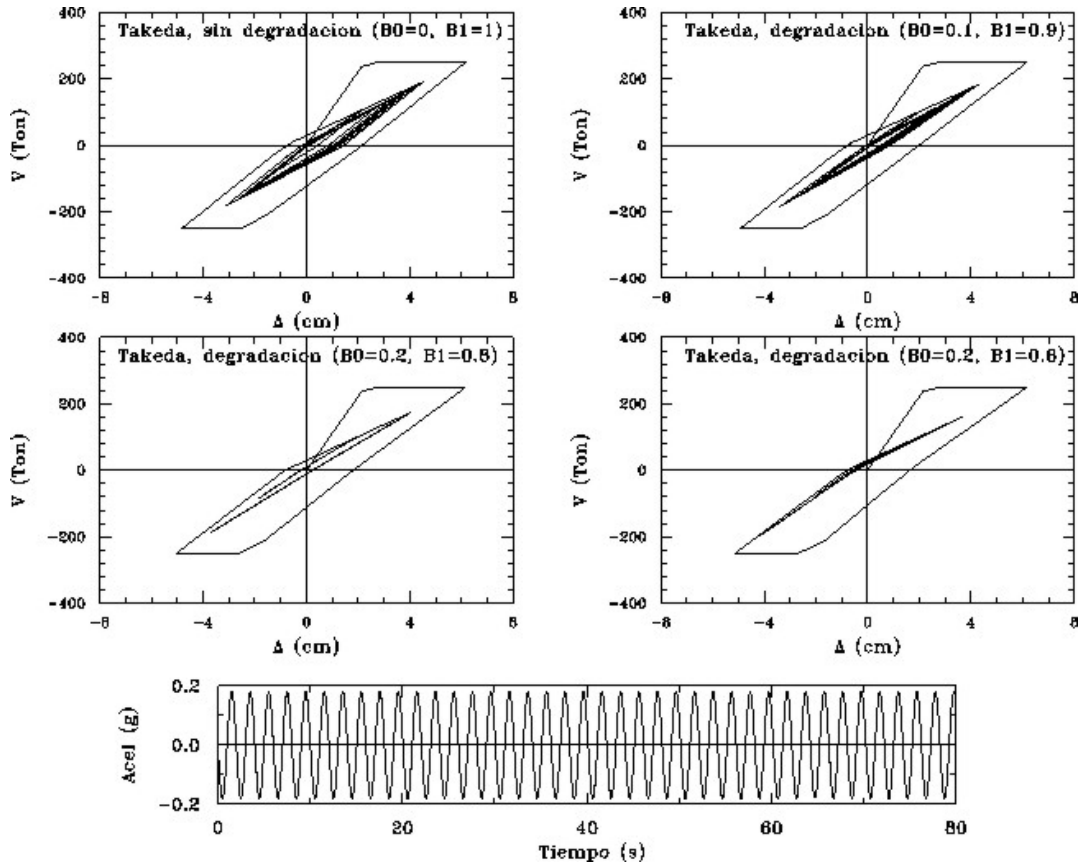


Figura 6.3. Modelos de histéresis de Takeda considerados en el cálculo de los espectros de demanda de ductilidad y desplazamiento. Se ilustra la respuesta obtenida para un sistema de un grado de libertad a partir de un pulso senoidal de amplitud 0.2g, periodo de 2.0 segundos y duración de 80 segundos

Por otro lado, todos los acelerogramas considerados en el estudio (registrados y artificiales), fueron filtrados y corregidos por línea base (sección 5.5) para evitar el arrastre de errores numéricos.

Dentro de los cálculos realizados para la obtención de los espectros de demanda, se contemplan dos casos de estudio, el primero, en el cual se considera la resistencia lateral nominal, y un segundo en que se considera un factor de sobrerresistencia de dos, esto con el fin de observar de manera cuantitativa el efecto de la sobrerresistencia en los parámetros de estudio.

Contando ya con los elementos necesarios (propiedades dinámicas, resistencias y modelos de histéresis), se procedió al cálculo de los espectros de demanda de ductilidad y desplazamiento en dos componentes ortogonales para cada uno de los registros acelerométricos en estudio y para cada uno de los reglamentos considerados. Los registros acelerométricos, como ya se mencionó, fueron obtenidos a través de la Base Mexicana de sismos fuertes, en el caso de los sismos registrados y el resto fue generado de manera artificial reproduciendo el evento sísmico ocurrido el 19 de septiembre de 1985 siguiendo la metodología propuesta por Pérez-Rocha en 1998. Las estaciones acelerométricas consideradas en el estudio se muestran en la figura 6.4.

Para el caso específico del Reglamento de construcciones del Distrito Federal de 1976, se consideraron dos casos de análisis, en el primero de ellos se emplea un factor de comportamiento sísmico de cuatro ($Q = 4$), y en el segundo, se empleó un valor de seis ($Q = 6$).

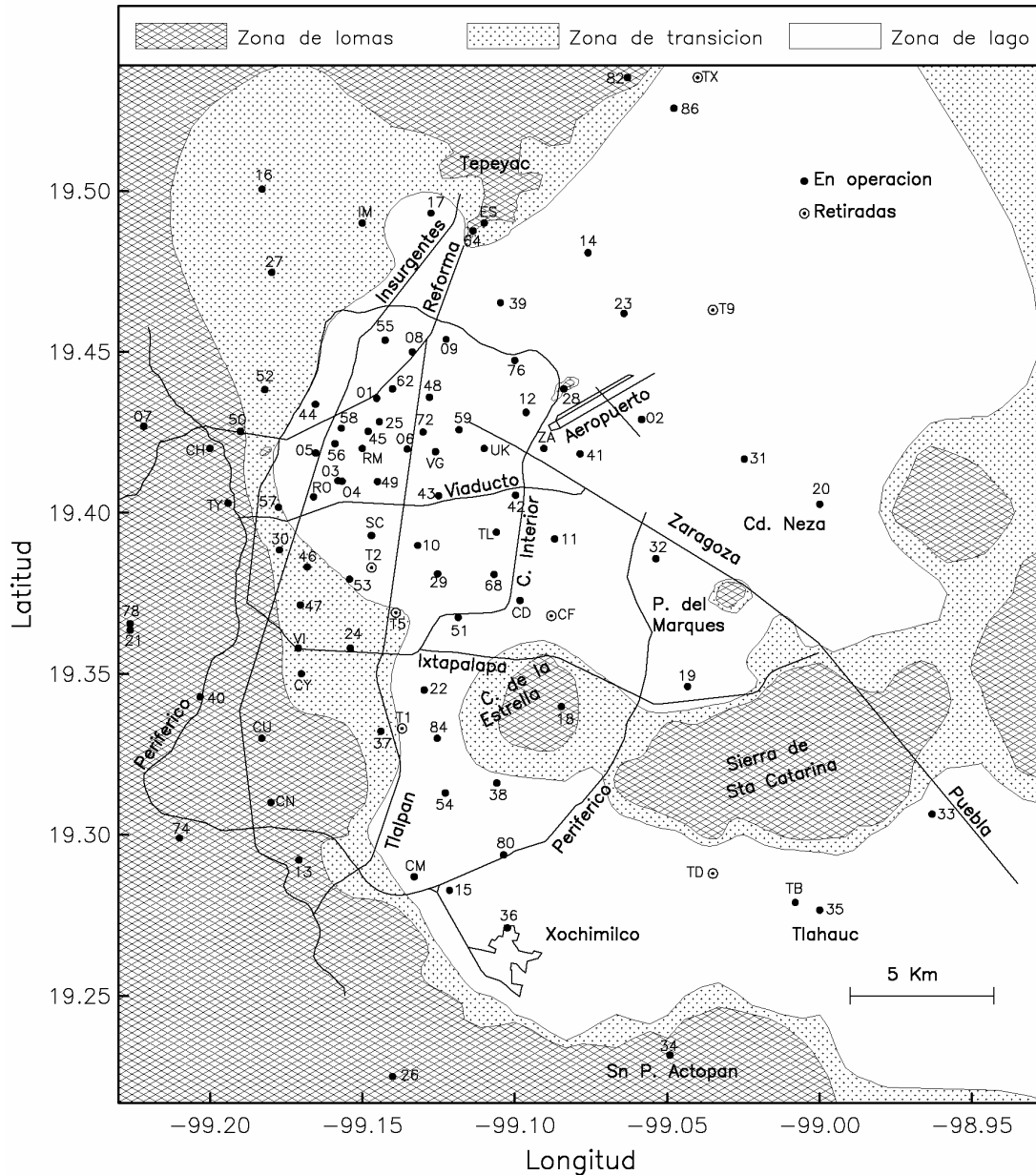


Figura 6.4. Estaciones de la Red acelerométrica de la ciudad de México (RACM) consideradas en el estudio (Pérez-Rocha, 1998)

A partir de los resultados obtenidos en cuanto a demandas de ductilidad y desplazamiento en cada una de las estaciones en estudio, se trazan curvas de igual demanda de ductilidad y desplazamiento (mapas de isodemandas). Para el trazado de los mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento, se emplea en el proceso, un método de interpolación Bayesiano, el cual fue desarrollado por Pérez-Rocha (1998).

Dichos contornos se compararán con los mapas de daños registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 con la finalidad de valorar la confiabilidad de la metodología propuesta y verificar que tan vulnerables pueden ser algunas de las zonas del Distrito Federal.

6. 4. Construcción de los mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento

Para la construcción de los mapas de isodemandas se tiene la necesidad de formar una malla de valores que permita la construcción de curvas de isoductilidad e isodesplazamientos. En este caso, la malla formada por las estaciones de la red acelerométrica de la ciudad de México conforma un arreglo irregular, por lo que se requiere de un método de interpolación que permita calcular valores adicionales para la construcción de un mejor mallado. El método permitirá incluir información previa obtenida a través de un modelo unidimensional, e intentará mejorar las estimaciones numéricas en aquellas zonas carentes de información.

Supóngase un punto cualquiera dentro de la malla de datos para el cual se desea obtener información previa (*a-priori*). Para esto se requiere previamente realizar la interpolación de los periodos del terreno (apéndice A), posteriormente se procede a realizar el ajuste de una curva que relaciona el parámetro en estudio (demandas de ductilidad o desplazamiento) con los periodos del sitio. Para el punto de interés se conoce ya el periodo con que cuenta, lo cual nos permite ingresar a la curva ajustada y calcular con esto la información previa, la cual será incluida en el modelo de interpolación bidimensional, la metodología a seguir se describe a continuación:

6.4.1. Interpolación espacial de datos geofísico (de acuerdo a Pérez-Rocha, 1998)

Para la interpolación espacial de datos geofísicos (Pérez-Rocha, 1998) se requiere un método para estimar los valores de una variable en un arreglo bidimensional irregular. Este problema ha sido resuelto por numerosos autores con diversos objetivos. En particular, Lancaster y Salkauskas señalaron en 1986 que en unos problemas se buscan tendencias que suavizan las variaciones espaciales de los datos, y que en otros, se hace el ajuste de formas funcionales para interpolar los datos. Los autores presentan resultados con los que ilustran diferencias espectaculares al resolver un problema arbitrario con los métodos más comunes (Pérez-Rocha, 1998).

Supóngase que en n puntos (x_i, y_i) se conocen los valores z_i de un campo continuo en una región del dominio x - y . Si los datos son suficientes, se obtiene una buena descripción de las variaciones espaciales del campo mediante una representación en series de Taylor. En efecto, para determinar el valor z_0 del campo en el punto (x_0, y_0) , Peltó y colaboradores propusieron en 1988 el ajuste de los coeficientes de la siguiente forma funcional, deducida de un desarrollo de segundo orden (Pérez-Rocha, 1998),

$$z(x) = \alpha_0 + \alpha_1(x) + \alpha_2(y) + \alpha_3(x)^2 + \alpha_4(y)^2 + \alpha_5(x)(y) \quad (6.1)$$

imponiendo que el error estándar sea mínimo. Para garantizar variaciones espaciales suaves, a cada dato z_i , se asigna un peso w_i que decrece con la distancia entre las

coordenadas (x_i, y_i) y (x_o, y_o) . Si se busca que al interpolar en (x_i, y_i) se tenga $z = z_i$, los autores recomiendan la forma

$$w_i = \frac{1}{r_i^2} \quad (6.2)$$

donde $r_i^2 = (x_i - x_o)^2 + (y_i - y_o)^2$. Si el componente i -ésimo de la función de error es

$$\varepsilon_i = (\alpha_0 + \alpha_1(x_i - x_o) + \alpha_2(y_i - y_o) + \alpha_3(x_i - x_o)^2 + \alpha_4(y_i - y_o)^2 + \alpha_5(x_i - x_o)(y_i - y_o) - z_i)w_i \quad (6.3)$$

se tiene el sistema de ecuaciones

$$\mathbf{X}^T \mathbf{W} \mathbf{X} \boldsymbol{\alpha} = \mathbf{X}^T \mathbf{W} \mathbf{z} \quad (6.4)$$

con la matriz \mathbf{X} dada por

$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} 1 & (x_1 - x_o) & (y_1 - y_o) & (x_1 - x_o)^2 & (y_1 - y_o)^2 & (x_1 - x_o)(y_1 - y_o) \\ 1 & (x_2 - x_o) & (y_2 - y_o) & (x_2 - x_o)^2 & (y_2 - y_o)^2 & (x_2 - x_o)(y_2 - y_o) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & (x_n - x_o) & (y_n - y_o) & (x_n - x_o)^2 & (y_n - y_o)^2 & (x_n - x_o)(y_n - y_o) \end{bmatrix}, \quad (6.5)$$

\mathbf{W} es una matriz formada por los pesos w_{ij} , con

$$w_{ij} = w_i w_j \delta_{ij}; \quad \delta_{ij} = \begin{cases} 1 & i = j \\ 0 & i \neq j \end{cases}, \quad i, j = 1, 2, \dots, n \quad (6.6)$$

$\mathbf{z} = (z_1, z_2, \dots, z_n)^T$ es el vector de datos y $\boldsymbol{\alpha} = (\alpha_0, \alpha_1, \dots, \alpha_5)^T$ es el vector de coeficientes, determinados mediante la expresión

$$\boldsymbol{\alpha} = [\mathbf{X}^T \mathbf{W} \mathbf{X}]^{-1} \mathbf{X}^T \mathbf{W} \mathbf{z} \quad (6.7)$$

Si $\mathbf{v}(x, y) = (1, (x - x_o), (x - x_o)^2, (y - y_o), (y - y_o)^2, (x - x_o)(y - y_o))^T$, para las coordenadas (x_o, y_o) , se tiene

$$z = \mathbf{v}^T \boldsymbol{\alpha} = \alpha_0 \quad (6.8)$$

6.4.2. Modelo Bayesiano de interpolación espacial

Para la interpolación de los datos obtenidos de los análisis no lineales (demandas de ductilidad y desplazamiento), se recurre al teorema de Bayes para incorporar información adicional que permite superar las limitaciones debidas a la insuficiencia espacial de datos. El enfoque empleado es el desarrollado por Pérez-Rocha (1998) en su tesis doctoral, de cuyo documento se sintetiza lo siguiente.

La técnica sugerida por Pello y colaboradores en 1988 se resume en hacer uso de la ecuación (6.4) para resolver un problema de interpolación. Esta ecuación es un esquema de regresión que se puede mejorar si se imponen restricciones adicionales a las que se tienen con el criterio del mínimo error, como lo señaló Broemling en 1985.

Supóngase que en el proceso de interpolación, el vector de errores $\boldsymbol{\varepsilon} = (\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_n)^T$, con el i -ésimo componente dado por la ecuación (6.3), tiene una distribución normal con media cero y varianzas $\boldsymbol{\sigma}^2 = (\sigma_1^2, \sigma_2^2, \dots, \sigma_n^2)^T$. Los coeficientes $\boldsymbol{\alpha} = (\alpha_0, \alpha_1, \dots, \alpha_5)^T$ también pueden interpretarse como variables aleatorias en el sentido de que nuestro conocimiento actual sobre ellos puede describirse haciendo uso de la teoría de probabilidades.

De acuerdo con el teorema de Bayes, la densidad de probabilidades que incluye el conocimiento previo de $\boldsymbol{\alpha}$ y $\boldsymbol{\sigma}$, así como la información contenida en los datos, cumple con la proporcionalidad

$$p(\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma} | \boldsymbol{\varepsilon}) \propto p(\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma}) L(\boldsymbol{\varepsilon} | \boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma}) \quad (6.9)$$

donde $p(\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma})$ es la densidad previa conjunta con que se introduce el estado del conocimiento sobre los coeficientes $\boldsymbol{\alpha}$ antes de examinar los datos, $p(\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma} | \boldsymbol{\varepsilon})$ es la densidad conjunta posterior al examen y $L(\boldsymbol{\varepsilon} | \boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma})$ es la verosimilitud de los valores observados de $\boldsymbol{\varepsilon}$ como una función de $\boldsymbol{\alpha}$ y $\boldsymbol{\sigma}$. En general, si la distribución de $\boldsymbol{\varepsilon} | \boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma}$ es normal, y si los errores $\boldsymbol{\varepsilon}$ están correlacionados a través de la matriz de covarianzas $\text{COV}(\boldsymbol{\varepsilon})$ (con diagonal principal dada por el vector de varianzas $\boldsymbol{\sigma}^2$ y coeficiente de correlación $\kappa_{\varepsilon_{ij}}$ para ε_i y ε_j), se tiene la siguiente forma analítica

$$L(\boldsymbol{\varepsilon} | \boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma}) = h^{n/2} \exp\left(-\frac{h}{2} \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\Phi} \boldsymbol{\varepsilon}\right) \quad (6.10)$$

En esta expresión h es la precisión y $\boldsymbol{\Phi}$ es una matriz adimensional que cumple con $\text{COV}(\boldsymbol{\varepsilon}) = h^{-1} \boldsymbol{\Phi}^{-1}$.

Una aplicación de este teorema la presentaron Ordaz y colaboradores en 1994 (Pérez-Rocha, 1988). Ellos proponen un método de regresión para la atenuación de amplitudes de movimientos sísmicos a partir de una forma funcional deducida de un modelo teórico de fuente. En su formulación obtienen una expresión del error estándar similar a la ecuación (6.3). Señalan que el estado del conocimiento previo de los coeficientes $\boldsymbol{\alpha}$ se puede describir mediante el uso de una función de densidad previa conjunta que sea *conjugada natural* del proceso. Esta función tiene la propiedad de tener la misma forma funcional que la densidad posterior conjunta. Extendiendo sus resultados, puede demostrarse que el valor esperado de $\boldsymbol{\alpha}$, posterior al examen de \mathbf{z} , es

$$E(\boldsymbol{\alpha} | \boldsymbol{\varepsilon}) = \mathbf{R}^{-1} (\mathbf{R}' \boldsymbol{\alpha}' + \mathbf{X}^T \boldsymbol{\Phi} \mathbf{z}) \quad (6.11)$$

El vector $\boldsymbol{\alpha}'$ contiene los valores esperados previos de $\boldsymbol{\alpha}$, en tanto que

$$\mathbf{R}' = \frac{\lambda'}{r' - 1} (\text{COV}(\boldsymbol{\alpha}))^{-1} \quad (6.12)$$

y

$$\mathbf{R}'' = \mathbf{R}' + \mathbf{X}^T \boldsymbol{\Phi} \mathbf{X} \quad (6.13)$$

Los parámetros λ' y r' están relacionados con la precisión h a través de $E(h) = r'/\lambda'$ y $c^2(h) = 1/r'$, donde c denota coeficiente de variación. Estos parámetros reflejan la incertidumbre que se tiene en la información previa $\boldsymbol{\alpha}'$ con respecto a la que se tiene en los datos sujetos a la forma funcional propuesta, en este caso, descrita por la ecuación (6.1). Nótese que sólo interesa conocer α_0 . De hecho, sólo se tiene información previa de este coeficiente, que adquiere sentido físico porque $z(x_0, y_0) = \alpha_0$. Esta conocimiento se resume en los parámetros $\alpha'_0 = z'_0$ y $\mathbf{s} = (s_0, \infty, \infty, \infty, \infty, \infty)^T$, donde \mathbf{s}^2 es el vector de varianzas del conocimiento previo de $\boldsymbol{\alpha}'$.

No se tiene conocimiento sobre la correlación $\kappa_{\alpha_{ij}}$ (entre α_i y α_j) y $\kappa_{\varepsilon_{ij}}$ (entre los errores ε_i y ε_j). Por simplicidad, para construir las matrices $\text{COV}(\boldsymbol{\alpha})$ y $\text{COV}(\boldsymbol{\varepsilon})$ se propone que $\kappa_{\alpha_{ij}} = \kappa_{\varepsilon_{ij}} = \delta_{ij}$, con δ_{ij} definido como en la ecuación (6.6). La función de densidad predictiva de z , dado $\boldsymbol{\varepsilon}$ y un nuevo vector de variables no aleatorias \mathbf{v} , es la distribución de z , dados los parámetros $\boldsymbol{\alpha}$ y $\boldsymbol{\sigma}$, promediada con respecto a la distribución posterior $p(\boldsymbol{\alpha}, \boldsymbol{\sigma} | \boldsymbol{\varepsilon})$. Esta función de densidad tiene distribución t de Student con $2r''$ grados de libertad. Si para las coordenadas (x_0, y_0) se tiene que $\mathbf{v} = (1, 0, 0, 0, 0, 0)^T$, entonces

$$E(z | \boldsymbol{\varepsilon}, \mathbf{v}) = \mathbf{v}^T E(\boldsymbol{\alpha} | \boldsymbol{\varepsilon}) = \alpha_0 \quad (6.14)$$

y

$$\text{VAR}(z | \boldsymbol{\varepsilon}, \mathbf{v}) = \frac{\lambda''}{(r'' - 1)d} \quad (6.15)$$

donde $\text{VAR}(\cdot)$ denota varianza y

$$r'' = r' + \frac{1}{2} \mathbf{J}^T \boldsymbol{\Phi} \mathbf{J}; \quad \text{con } \mathbf{J}^T = (1, 1, 1, 1, 1, 1) \quad (6.16)$$

$$\lambda'' = \lambda' + \frac{1}{2} \left[\boldsymbol{\alpha}'^T \mathbf{R}' \boldsymbol{\alpha}' - \boldsymbol{\alpha}''^T \mathbf{R}'' \boldsymbol{\alpha}'' + \mathbf{z}^T \boldsymbol{\Phi} \mathbf{z} \right] \quad (6.17)$$

$$d = 1 - \mathbf{v}^T (\mathbf{R}' + \mathbf{X}^T \boldsymbol{\Phi} \mathbf{X} + \mathbf{v} \mathbf{v}^T)^{-1} \mathbf{v} \quad (6.18)$$

Las ecs (6.11) y (6.15) son el principal resultado de esta aplicación del teorema de Bayes. La ec (6.11) suministra una combinación formal del conocimiento previo $\boldsymbol{\alpha}'$ con una solución similar a la que se obtiene de un ajuste convencional con el criterio del mínimo error. En efecto, si en la ec (6.11) se hace $\text{COV}(\boldsymbol{\alpha}) = 0$ se llega a

$E(\alpha | \varepsilon) = \alpha'$. En cambio, cuando $\text{COV}(\alpha)$ es infinita, se tiene que $E(\alpha | \varepsilon) = (\mathbf{X}^T \Phi \mathbf{X})^{-1} (\mathbf{X}^T \Phi \mathbf{z})$, que es el resultado usual de mínimos cuadrados. Por su parte, la ec (6.15) es una medida teórica de los errores que se cometen en la interpolación de z . En esta cantidad se toman en cuenta las incertidumbres asociadas con los errores aleatorios, con los datos y con los parámetros del modelo funcional.

Nótese que con la teoría de probabilidades se introducen pesos que dependen de las varianzas conocidas σ^2 y de los coeficientes de correlación $\kappa_{\varepsilon ij}$ a través de $\text{COV}(\varepsilon)$. Para formular un esquema de interpolación espacial de datos geofísicos es recomendable que las varianzas se definan con un criterio similar al que se consigna en la ec (6.2). Este criterio se traduce en una varianza espacial de la forma $\sigma_{ri}^2 = c_r^2 \rho_i^2 z_i^2$, donde c_r es un coeficiente de variación espacial y $\rho_i = (r_i/r_x)^{2^2}$ es un término adimensional con el que se toma en cuenta la distancia $r_i = \sqrt{(x_i - x_o)^2 + (y_i - y_o)^2}$ entre las coordenadas del dato z_i y del sitio de interés, en tanto que r_x es un radio de referencia (Pérez-Rocha, 1998).

Además de la distancia entre las coordenadas de los datos y el sitio de interés, se pueden introducir otras particularidades de los datos que sean de utilidad en el problema de interpolación. Un ejemplo se tiene cuando en cada punto se realizan varias observaciones independientes de los datos, y además, el examen estadístico señala que existen puntos en los que se presentan grandes variaciones, mientras que en otros, las variaciones son relativamente pequeñas. Bajo esta condición, el problema de interpolación se puede restringir para que la solución tienda al dato z_i en sitios cercanos al punto i , siempre que se determine que en este punto la varianza estadística σ_{si}^2 sea pequeña. Si la varianza es grande, la solución debe sujetarse a lo que dicte una combinación de todos los datos basada en las varianzas totales. Para el punto i , la varianza total σ_i adquiere la siguiente forma

$$\sigma_i^2 = z_i^2 (c_r^2 \rho_i^2 + c_{si}^2) \quad (6.19)$$

donde $c_{si} = \sigma_{si}/z_i$. Al fijar los valores de r' , λ' y h , el problema de interpolación se resuelve calibrando los parámetros s_0 y c_r . Con el coeficiente s_0 se define la proporción con que participa la información previa α' en comparación con los datos z . En general, se busca que la información previa domine en los sectores donde los datos son escasos. Con el coeficiente c_r se regula la participación de los datos en función de sus distancias r_i al sitio de interés y de sus varianzas σ_{si}^2 . Si c_r es suficientemente grande, la participación de los datos sólo depende de las distancias r_i . En cambio, si $c_r = 0$, la participación se sujeta a la proporción relativa entre las varianzas σ_{si}^2 (Pérez-Rocha, 1998).

6.4.3. Valor de intensidad *a-priori*. Modelo de una sola variable (“unidimensional”)

Se construyó un modelo empírico para determinar la intensidad *a-priori* de un sitio arbitrario, conforme a lo desarrollado por Pérez-Rocha (2004). El modelo tiene la forma que se muestra en la ecuación 6.20 y se desarrolló sin contar con información previa.

$$y = \alpha_0 + \alpha_1(x - x_0) + \alpha_2(x - x_0)^2 \quad (6.20)$$

En este ajuste, el i -ésimo componente de la función de error adquiere la forma

$$\varepsilon^2 = (\alpha_0 + \alpha_1(x - x_0) + \alpha_2(x - x_0)^2 - y)^2 \quad (6.21)$$

el sistema de ecuaciones presentado en la ecuación 6.22 expresa el modelo unidimensional, el cual se presenta de igual manera en la ecuación 6.23.

$$\begin{bmatrix} N & \sum(x_i - x_0) & \sum(x_i - x_0)^2 \\ \sum(x_i - x_0) & \sum(x_i - x_0)^2 & \sum(x_i - x_0)^3 \\ \sum(x_i - x_0)^2 & \sum(x_i - x_0)^3 & \sum(x_i - x_0)^4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \alpha \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum y_i \\ \sum y_i(x_i - x_0) \\ \sum y_i(x_i - x_0)^2 \end{bmatrix} \quad (6.22)$$

$$\mathbf{X}^T \mathbf{W} \mathbf{X} \boldsymbol{\alpha} = \mathbf{X}^T \mathbf{W} \mathbf{x}_y \quad (6.23)$$

con la matriz \mathbf{X} dada por

$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} 1 & (x_1 - x_0) & (y_1 - y_0) & (x_1 - x_0)^2 & (y_1 - y_0)^2 & (x_1 - x_0)(y_1 - y_0) \\ 1 & (x_2 - x_0) & (y_2 - y_0) & (x_2 - x_0)^2 & (y_2 - y_0)^2 & (x_2 - x_0)(y_2 - y_0) \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & (x_n - x_0) & (y_n - y_0) & (x_n - x_0)^2 & (y_n - y_0)^2 & (x_n - x_0)(y_n - y_0) \end{bmatrix}, \quad (6.24)$$

\mathbf{W} es una matriz formada por los pesos w_{ij} , con

$$w_{ij} = w_i w_j \delta_{ij}; \quad \delta_{ij} = \begin{cases} 1 & i = j \\ 0 & i \neq j \end{cases}, \quad i = j = 1, 2, \dots, n \quad (6.25)$$

$$\boldsymbol{\alpha} = (\alpha_0, \alpha_1, \dots, \alpha_5)^T \text{ es el vector de coeficientes} \quad (6.26)$$

Como se mencionó, la información *a-priori* se obtiene a partir del ajuste de una curva que relaciona un parámetro en particular, en este caso demandas de ductilidad y desplazamiento, con periodos del sitio, en la figura 6.5 se ejemplifica este procedimiento. En dicha figura se muestran dos curvas, en línea punteada la correspondiente a la interpolación de datos considerando que el mayor peso se asigna a los valores mas grandes (valor inverso), y en línea continua, se considera que los mayores pesos están asociados a los valores menores (valor directo), en este último esquema está basado el modelo de una sola variable (“unidimensional”) para el cálculo de información previa, la cual se incluye en el modelo de interpolación bidimensional.

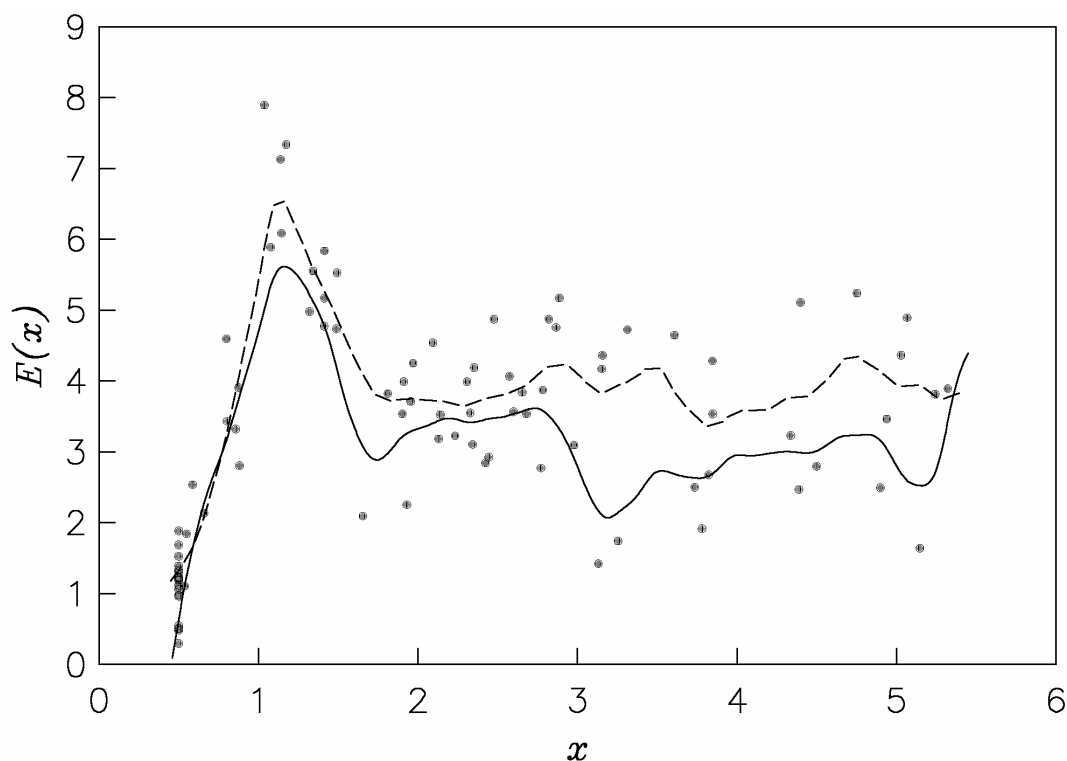


Figura 6.5. Modelo unidimensional para el cálculo de información *a-priori*

Por medio de la metodología descrita en este capítulo, se construirán todos los mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento, los cuales serán de utilidad para identificar algunas de las zonas que presenten grandes demandas tanto de desplazamiento como de ductilidad y por ende sean vulnerables a sufrir daños en eventos sísmicos futuros.

CAPÍTULO VII

ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DEL DISTRITO FEDERAL ANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

7.1. Mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento

Para el cálculo de los espectros de demandas de ductilidad y desplazamiento se empleó un modelo de histéresis que considera la degradación de rigidez, aspecto de importancia en el comportamiento de los elementos de concreto reforzado. Dicho modelo está basado en una variación del modelo de Takeda propuesta por Otani en 1979.

Para el caso en que se consideran las resistencias estipuladas en los reglamentos de 1942, 1957 y 1966 en el cálculo de los espectros de demandas, se empleó un modelo de histéresis con mayor degradación que representara más fielmente a estructuras no dúctiles. En este caso se consideraron los siguientes valores de los parámetros $B_0 = 0.1$ y $B_1 = 0.9$ del modelo de Takeda, dado que durante los reglamentos en cuestión no existían formalmente los requerimientos de detallado para desarrollar un comportamiento dúctil. Para el caso en que se consideran las resistencias estipuladas en el reglamento de 1976 para el cálculo de los espectros de demandas, se emplea un modelo de histéresis correspondiente a estructuras con menor degradación de rigidez (fig. 7.1), para este caso se considera un valor de $B_0 = 0$ y $B_1 = 1$, lo cual implica que no existe degradación en el ciclo histerético, siendo B_0 un factor de degradación de rigidez para ciclos grandes y B_1 un factor de degradación de rigidez para ciclos pequeños. El efecto de los parámetros B_0 y B_1 en las características de los lazos de histéresis se ilustra empleando una señal senoidal de amplitud máxima igual a $0.2g$ (fig. 7.1).

A continuación se muestran los mapas de isodemandas de ductilidad y desplazamientos calculados con base en las resistencias estipuladas en los Reglamentos de Construcciones para el Distrito Federal de 1942, 1957, 1966 y 1976. Para los casos en que se consideran los reglamentos de 1957, 1966 y 1976, se estudiaron estructuras del tipo B1 y B2, diferenciándose éstas por el valor de la ordenada espectral de aceleración (coeficiente sísmico) considerada para realizar los análisis. Cuando se realizan los cálculos con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976, se consideran dos casos de estudio; el primero considerando un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, y un segundo en que se considera $Q = 6$.

Se presentan los mapas correspondientes a periodos estructurales de 0.5, 1, 1.5 y 2 segundos, diferenciando la columna de la izquierda aquéllos calculados considerando resistencias nominales y la columna de la derecha aquéllos calculados considerando efectos de sobrerresistencia. En todos los casos se consideró un factor de sobrerresistencia de dos ($F_{SR} = 2$). Este valor es el correspondiente a aquellas estructuras con periodos naturales de vibrar que se encuentren en la meseta del espectro de aceleraciones o en la rama descendente si se toma como referencia las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del año 2004 (NTCS 2004), además de ser uno de los valores comúnmente empleados durante el desarrollo de proyectos de investigación. Se reconoce que en la rama ascendente del espectro (periodos cortos), las sobrerresistencias en marcos dúctiles pueden ser mayores, debido principalmente a que

para estructuras de ese tipo en muchos elementos rigen las combinaciones de carga vertical sobre las combinaciones con cargas laterales, como lo reconoce la propuesta del Apéndice A de las NTCS-2004 (Tena, 2005).

En cada uno de los mapas de demandas de ductilidad y desplazamiento, se muestran las zonas de mayores daños registradas durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Las zonas rectangulares, marcadas con línea azul, representan los límites de las zonas que presentaron daños y las otras zonas, marcadas con línea verde, dentro de las áreas rectangulares representan las zonas de mayor daño.

Por medio de los mapas de demandas que aquí se presentan, se realizará una comparación entre las zonas que presentaron daños durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 y las zonas de mayores daños (mayores demandas de ductilidad y desplazamiento) obtenidas en este estudio, esto con la finalidad de evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de la zona metropolitana de la ciudad de México. De igual manera, se valorará la confiabilidad de los resultados acorde a la densidad de instrumentación en las diferentes zonas de estudio y se identificarán aquellas zonas que presentan daño significativo y, por tanto, riesgo ante el escenario sísmico considerado en este proyecto. Lo anterior es de importancia, ya que dichas zonas pudiesen verse afectadas en un futuro por sismos de gran magnitud, como por ejemplo, el sismo que se prevé como el siguiente de gran magnitud proveniente de las costas de Guerrero.

Las diferentes curvas de isodemandas de ductilidad y desplazamiento se diferencian por medio de una escala de colores. La escala que indica los niveles de demanda se muestra al costado derecho de cada uno de los mapas de contornos.

7.1.1. Observaciones a los mapas de contornos calculados con base en el Reglamento de Construcciones de 1942.

Se observa claramente de los mapas de demandas (figs. 7.2 a 7.5) que los niveles de demandas de ductilidad para periodo corto (0.5 segundos) son muy altos, aun considerando factores de sobrerresistencia ($F_{SR} = 2$), esto debido a las bajas resistencias estipuladas en este reglamento ($V=0.025W$). Las zonas de mayores daños registradas durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 se indican en cada uno de los mapas de demandas como se comentó. De los mapas se observa de igual manera que existen varias zonas que hubiesen presentado daño severo de haber existido estructuras con las características en las que está enfocado este estudio. Debe destacarse que para estructuras de periodo corto, es decir, de baja altura, generalmente el diseño lo rige la carga gravitacional, lo cual implica que los factores de sobrerresistencia en estos casos podrían resultar mayores al empleado en este estudio. Dado que durante el sismo de septiembre de 1985 afortunadamente no se observó un daño generalizado en toda la ciudad como lo indican los mapas donde se consideran resistencias nominales, esto sugiere que las estructuras de este tipo contaron con suficientes reservas de resistencia, aún mayores a las consideradas en este estudio, por lo cual el daño no se extendió por todas las zonas de la ciudad. También debería confrontarse estos contornos con un mapa del censo de estructuras de estas características ubicadas espacialmente en la ciudad,

para cuantificar en qué zonas existía una densidad importante de este tipo de edificios, y en qué zonas ni siquiera existían edificios de este tipo.

Para el reglamento en cuestión se observa que independientemente del periodo estructural, en el caso en que se consideran únicamente resistencias nominales, los daños en la mayoría de la zona de lago resultan de gran importancia, lo cual indica que estas estructuras, a pesar de su pobre detallado, tenían una resistencia lateral mayor a la que le demandaba como mínima el reglamento ($V=0.025W$), asociada en este caso a que rigió el diseño por cargas verticales.

Se observa además que, en la mayoría de los casos, los mapas de demandas en su componente norte-sur son más intensos que en su componente este-oeste. Esto se debe a que durante el proceso de escalamiento sísmico se tomaron como funciones de Green los registros del sismo del 25 de abril de 1989. Este sismo, particularmente, excitó mucho más a los componentes NS que a los EW (Pérez-Rocha, 2005). Cabe señalar que, de los pocos registros de aceleración que se capturaron durante el sismo de 1985, la componente dominante fue E-W, como es el caso del mundialmente famoso registro de SCT. Se reconoce que esta es una limitante del estudio para evaluar los daños del sismo de 1985; sin embargo, el estudio también es valioso para potenciar los contornos de mayores demandas de sismos de $M_s=8.1$ que afecten al valle de México con la directividad más frecuente que se ha observado.

Se destaca que al sur del valle de México, en las zonas de los antiguos lagos de Xochimilco y Tláhuac, existen zonas con demandas de ductilidad y desplazamiento muy importantes. Estas zonas que presentan niveles de demandas muy altas, no correlacionan con las zonas de daños de sismos pasados, entre ellos el sismo del 19 de septiembre de 1985, ya que en ese entonces eran zonas no muy pobladas. Cabe resaltar que en estas zonas se tiene una carencia importante en lo que respecta a instrumentación, por lo que sería recomendable implantar programas de densificación de instrumentación para contar con un mayor control de dichas zonas.

Respecto a las demandas de desplazamiento (figs. 7.6 a 7.9), se observa que existen ciertas zonas de lago en las que los desplazamientos fluctúan entre los 75 y los 100 cm., los cuales representan valores altos y son de interés para conocer a que niveles de desplazamiento pudiera estar sometido un determinado sistema estructural ubicado en una determinada zona. Como es normal, se observa que los niveles de desplazamiento son mayores conforme aumenta el periodo estructural. Se observa claramente que los efectos de la sobrerresistencia en los mapas de demandas de desplazamiento tienen menor efecto que en el caso de los mapas de demandas de ductilidad.

Los niveles de daño observado en los mapas calculados con base en el Reglamento de Construcciones en cuestión están asociados de manera importante a las resistencias laterales extremadamente bajas que se estipulaban en el mismo ($V=0.025W$). Recordemos que para este reglamento la resistencia era independiente del periodo estructural, es decir, no existía un espectro de diseño y aun al considerar efectos de sobrerresistencia ($V=0.05W$), las demandas de ductilidad y desplazamiento son muy elevadas.

7.1.2. Observaciones a los mapas de contornos calculados con base en el Reglamento de Construcciones de 1957.

Para el caso en que se consideran las resistencias laterales estipuladas en el reglamento en cuestión, y para estructuras del tipo B1, las demandas de ductilidad para periodos estructurales de 0.5 y 1.0 segundos, al considerar resistencias nominales ($V=0.05W$, para zona I; $V=0.06W$, para zona II, y $V=0.07W$, para zona III), en la mayoría de la zona de lago son muy altas, lo cual significa que los niveles de daño en dichas zonas son de gran importancia (figs. 7.10 y 7.11). El mapa que delimita la zona de daño registrado durante el sismo de septiembre de 1985 se encuentra ubicada dentro de la zona con mayores daños resultante de aplicar la metodología propuesta, lo cual nos indica buena correlación. Debe recordarse que, de acuerdo al levantamiento de daños realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, la mayoría de las estructuras que sufrieron daño grave o derrumbe fueron construidas en el periodo comprendido entre 1957 y 1976, es decir, buena parte de las estructuras existentes durante el sismo de septiembre de 1985 fueron diseñadas con base en el reglamento en cuestión; además que, para los sistemas que presentaron mayores daños (marcos de concreto y losa plana), el número de niveles de los edificios mas fuertemente dañados variaba entre los seis y los diez (tabla 1.9), es decir, cercanos a periodos que fluctúan entre 0.5 y un segundo.

Cuando se considera, para el cálculo de los espectros de demandas, un factor de sobrerresistencia de dos, se observan variaciones importantes en cuanto a disminución en los niveles de demandas y, por tanto, del área con mayores daños correspondiente a la zona de terreno blando (figs. 7.10 y 7.11). Se observa que existen áreas, principalmente ubicadas en la zona de transición, que presentan niveles de demandas de ductilidad que fluctúan entre dos y cinco. Lo anterior nos hace ver que en la parte norte de la ciudad, correspondiente a la zona de transición, pudiesen haberse presentado mayores daños para estructuras que contasen con este periodo estructural, ya que el reglamento en cuestión no contaba con los requerimientos necesarios, en cuanto a detallado, para desarrollar niveles de ductilidad como los observados en esta zona. Sin embargo, puede suponerse que, el efecto favorable de los armados requeridos por el diseño por carga vertical, dotaron a las estructuras de reservas de resistencia mayores a las consideradas en este estudio (en caso de que existiese un inventario razonablemente importante de estructuras de estas características en esas zonas), lo que favoreció en gran medida al comportamiento ante cargas laterales de algunas estructuras, y por lo cual afortunadamente no se observó el nivel de daño que muestran las figuras 7.10 y 7.11.

Para el caso en que se considera un periodo $T_E = 0.5$ seg, se observa que en la mayor parte de la zona de terreno firme, las estructuras deberían permanecer elásticas. Para estos periodos de vibrar (0.5 y 1 seg.), existe buena correlación entre la zona de mayores daños mostrada en los mapas de contornos y el mapa de levantamiento de daños trazado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Para periodos estructurales correspondientes a 1.5 y 2 segundos (figs. 7.12 y 7.13), existen zonas donde las estructuras deberían permanecer elásticas, principalmente dentro de la zona de terreno firme, esto para el caso en que durante los análisis se toman en cuenta efectos de sobrerresistencia. Lo anterior nos indica que para ese tipo de estructuras ubicadas en terreno firme, no se presentarían daños, tal como ocurrió durante

los sismos de septiembre de 1985. Las zonas con mayores demandas de ductilidad (colapsos inminentes), principalmente ubicadas en la zona de lago, se presentan en áreas diferentes a las observadas durante sismos pasados. Lo anterior nos indica que dichas zonas pueden ser aún más vulnerables que la zona centro de la ciudad ante la acción de sismos futuros. La no coincidencia entre las zonas con mayores demandas de ductilidad mostradas en los mapas de contornos y el mapa que muestra el levantamiento de daños de septiembre de 1985 se presentan, para periodo estructural de dos, tanto en los contornos calculados con base en resistencias nominales ($V=0.05W$, para zona I; $V=0.06W$, para zona II, y $V=0.07W$, para zona III), como en los que se considera el efecto de la sobrerresistencia ($V=0.10W$, para zona I; $V=0.12W$, para zona II, y $V=0.14W$, para zona III). De igual manera, se observa que los niveles de demandas de ductilidad decrecen de manera significativa en los mapas correspondientes a periodo de dos segundos con respecto al de 1.5 segundos. Sin embargo, las demandas de ductilidad que se presentan en las áreas de la zona centro de la ciudad donde se observó mayor daño estructural o colapsos fluctúan entre 3 y 5, por lo cual si se espera daño estructural en edificios de estas características dinámicas, sobre todo por no contar con detallado dúctil.

Es importante resaltar que existe reincidencia de demandas máximas en el sur del valle de México, en las zonas de los antiguos lagos de Xochimilco y Tláhuac, y en la zona centro donde se ubica la estación 49, la cual es una de las más energéticas de la zona de lago (Huerta y Reinoso, 2002). No debe olvidarse que la zona sur del valle de México, es una de las zonas menos instrumentadas, lo cual no permite tener el mismo nivel de certidumbre en los contornos mostrados que en la zona centro, que está más instrumentada. Estas zonas que presentan niveles de demandas muy altas, no correlacionan con las zonas de daños de sismos pasados, entre otros el sismo del 19 de septiembre de 1985, ya que en ese entonces eran zonas no muy pobladas con estructuras de estas características, como se mencionó.

En el caso en que se consideran las resistencias estipuladas en el reglamento de 1957 y para estructuras del tipo B2 (figs. 7.14 a 7.17), las demandas de ductilidad, considerando resistencias nominales ($V=0.07W$, para zona I; $V=0.09W$, para zona II, y $V=0.10W$, para zona III), son muy altas para una buena parte de la zona de lago y para la zona sur de la ciudad, esto independientemente del periodo estructural, aunque es claro que a medida que el periodo estructural decrece, dichas demandas son mayores. Se observa claramente que al considerar los efectos de la sobrerresistencia ($V=0.14W$, para zona I; $V=0.18W$, para zona II, y $V=0.20W$, para zona III), los niveles de demandas de ductilidad en la zona de lago decrecen significativamente a las obtenidas para estructuras tipo B1, lo anterior para todos los periodos estructurales considerados. Este efecto producto del incremento de la resistencia es especialmente notorio para un $T_E = 0.5$ seg. (fig. 7.14).

Los mapas de isodemandas de ductilidad para periodos estructurales de 0.5 y 1 segundos, considerando factores de sobrerresistencia, presentan buena correlación entre la zona con mayores daños y el mapa de daños correspondiente al sismo de septiembre de 1985. Para periodos estructurales de 1.5 y dos segundos (figs 7.16y 7.17) las demandas de ductilidad ubicadas en la zona coincidente con el mapa de daños de septiembre 1985 presentan un decrecimiento de importancia respecto a las que se presentan en los mapas correspondientes a periodos de 0.5 y 1 segundo (figs. 7.14 y 7.15). Se observa que para los periodos estructurales mencionados existen zonas que

presentan demandas de ductilidad y desplazamiento importantes, como lo es la zona cercana al aeropuerto. Lo anterior indica lo vulnerable que pudieran ser cierto tipo de estructuras si se ubicasen en esta zona, lo cual remarca la importancia de contar con mayor instrumentación en esta parte de la ciudad, la cual es escasa en esta zona. Esta zona no sufrió daños generalizados durante el sismo de septiembre de 1985, debido a que estaba escasamente poblada de estructuras de estas características.

Con respecto a los mapas de isodemandas de desplazamiento, se observa de las figuras 7.18 (estructuras tipo B1) y 7.22 (estructuras tipo B2), correspondientes ambas a un $T_E=0.5$ seg, que los efectos de la sobrerresistencia, al considerar este periodo estructural son mucho mas notorios que al considerar cualquier otro periodo estructural contemplado en el estudio.

7.1.3. Observaciones a los mapas de contornos calculados con base en el Reglamento de Construcciones de 1966.

Al considerar las resistencias nominales recomendadas en el Reglamento de Construcciones de 1966 para el caso de estructuras tipo B1 ($V=0.04W$, para zona I; $V=0.06W$, para zona II, y $V=0.06W$, para zona III), las demandas de ductilidad para periodos estructurales de 0.5 y 1 segundo son muy elevadas para la mayoría de la zona de estudio, principalmente la parte correspondiente a la zona de lago (figs. 7.26 y 7.27). Al considerar los efectos de sobrerresistencia ($V=0.08W$, para zona I; $V=0.12W$, para zona II, y $V=0.12W$, para zona III), se observa que el mapa de levantamiento de daños correspondiente al sismo de septiembre de 1985 tienen buena correlación con las zonas con mayores daños presentada en los mapas de contornos. Para un periodo estructural de un segundo, la parte que se encuentra más al sur correspondiente al mapa de daños de 1985, aunque no es la zona que presenta mayores demandas, sigue teniendo una correlación aceptable con los daños observados en esa zona durante los sismos de septiembre de 1985, que se presentó en algunos edificios de departamentos de la colonia Campestre Churubusco, aunque también debería definirse si esos edificios corresponden a diseños con este reglamento o con el reglamento de 1976. Por tanto, se ignora si en la zona en cuestión existe un inventario suficiente de estructuras con estas características, particularmente si lo hubo en 1985.

Debe recordarse que, de acuerdo al levantamiento de daños realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, la mayoría de las estructuras que sufrieron daño grave o derrumbe fueron construidas en el periodo comprendido entre 1957 y 1976, es decir, buena parte de las estructuras existentes durante el sismo de septiembre de 1985 fueron diseñadas con base en el reglamento en cuestión. Además, para los sistemas que presentaron mayores daños (marcos de concreto y losa plana), el número de niveles de los edificios más fuertemente dañados variaba entre seis y diez (tabla 1.9), es decir, cercanos a periodos que fluctúan entre 0.5 s y un segundo. Por lo tanto, los resultados mostrados en las figuras 7.26 y 7.27 reproducen en cierta medida los daños ocurridos durante el sismo de septiembre de 1985. Debe tomarse en cuenta que las zonas donde se identifican las demandas máximas en estos mapas de contornos, y que no se registró daño durante el sismo de 1985, éstos no se presentaron, entre algunas posibles razones, debido a que durante el sismo de 1985, quizá no existían muchas estructuras con los periodos considerados y que fueran diseñadas con este reglamento.

Los mapas de isodemandas de ductilidad para el Reglamento de 1966 presentan niveles de demandas menores a los calculados con base en los Reglamentos de 1942, dadas las resistencias laterales tan bajas estipuladas por éste último. Sin embargo, en muchas regiones se identifican demandas mayores para el Reglamento de 1966 con respecto a las calculadas con base en el Reglamento de Construcciones de 1957, dado que las resistencias estipuladas en el Reglamento de 1966 fueron en general reducidas para los grupos B1 y B2 con respecto a las estipuladas en 1957, sobre todo para las zonas I y III (tablas 6.3 a 6.5).

Se observa de las figuras 7.28 y 7.29, que para el caso en que se consideran periodos estructurales mayores ($T_E = 1.5$ y $T_E = 2$ segundos), y se toman en cuenta los efectos de sobrerresistencia, que la correlación entre el mapa de daños registrado en septiembre de 1985 y la zona de mayores daños de los mapas de contornos es aceptable, ya que existen zonas con demandas de ductilidad que varían entre cuatro y cinco, las cuales son elevadas considerando que el reglamento en cuestión no contaba con los requisitos para diseños dúctiles. Se observa claramente que a medida que el periodo estructural crece, los niveles de demandas decrecen considerablemente. Para el caso en que $T_E = 1.5$ segundos (figura 7.28) existe una parte considerable de la zona de lago donde las estructuras son muy vulnerable ante un evento sísmico de características similares al de septiembre de 1985.

Se observa claramente que al considerar en los análisis los efectos de la sobrerresistencia para el caso de estructuras tipo B2 ($V=0.16W$), que los niveles de demandas de ductilidad decrecen significativamente en toda la zona de estudio, en particular, al considerar $T_E = 2$ seg. (fig 7.33). Este efecto producto del incremento en la resistencia no se ve reflejado en gran medida en los mapas de isodemandas de desplazamiento en la mayoría de los casos; sin embargo, de la figura 7.38 correspondiente a $T_E = 0.5$ seg. se observan niveles de demandas considerablemente inferiores al considerar dichos efectos. En particular, existen casos en que se observa que las demandas de desplazamiento se incrementan al considerar los efectos de la sobrerresistencia. Lo anterior se observa en las figuras 7.36 y 7.37 correspondientes a $T_E = 1.5$ seg. y $T_E = 2$ seg. respectivamente, donde para algunas zonas específicas los niveles de demandas de desplazamiento son mayores al considerar los efectos de la sobrerresistencia. Como se ilustra en Tena (1998), los desplazamientos de sistemas no lineales pueden resultar mayores, iguales o inferiores a los de un sistema elástico, dependiendo del periodo de interés, de la resistencia lateral, de las características del modelo no lineal considerado y, sobretodo, del contenido de frecuencias de los movimientos del terreno considerado.

7.1.4. Observaciones a los mapas de contornos calculados con base en el Reglamento de Construcciones de 1976

Se observa claramente de los mapas calculados con base en Reglamento de Construcciones de 1976 (figs. 7.42 a 7.49), que tanto para aquéllos calculados con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, como para aquéllos calculados para un factor $Q = 6$, y considerando en el análisis resistencias nominales, que la mayor parte de la zona de estudio cuando se consideran periodos de $T_E=0.5$, $T_E=1.0$ y $T_E=1.5$ segundos presenta demandas de ductilidad muy elevadas, y para el caso en que se considera dos segundos de periodo, existe aún gran parte de la zona de lago que presenta daño

significativo. De igual manera, se observa que para las zonas de transición y terreno firme las demandas de ductilidad son menores, como es normal. Cabe recordar que para este reglamento las resistencias varían en función del periodo de vibrar de la estructura, es decir, existía formalmente un espectro de diseño. Las resistencias consideradas en los análisis se muestran en las tablas 6.7, 6.8 y 6.9.

Al considerar los efectos de la sobrerresistencia en los cálculos, se observa que para periodos de $T_E=0.5$ y $T_E=1$ segundos (figs 7.42 y 7.43), existe buena correlación entre el mapa de daños registrado en 1985 y la zona de mayores daños mostrada en los mapas de isodemandas. Para los casos en que se consideran periodos de 1.5 y 2 segundos la correlación sigue siendo muy aceptable, a pesar de que dichas zonas no coinciden con los contornos de demandas máximas. Para ilustrar lo anterior, de las figuras 7.45 ($Q=4$) y 7.49 ($Q=6$) correspondientes ambas a periodo $T_E=2.0$ segundos se observa que, en efecto, en la zona con daños en 1985 existen demandas de ductilidad altas, pero no se presentan las máximas isodemandas de ductilidad. En estas figuras se observan patrones de daño muy similares tanto en la componente EW como en la NS, destacando que la dirección NS es en la que se presentan mayores demandas de ductilidad. Este efecto, como ya se mencionó anteriormente, se debe a que, en el estudio, los acelerogramas sintéticos se generaron a partir de las funciones de transferencia promedio obtenidas a partir de sismos registrados en el valle de México entre 1989 y 1998, lo que nos indica que, en esos movimientos, la directividad N-S ha sido la más fuerte o dominante en promedio en el valle de México. Cabe señalar que, de los pocos registros de aceleración que se capturaron durante el sismo de 1985, la componente dominante fue E-W. Se reconoce que esta es una limitante del estudio para evaluar los daños del sismo de 1985; sin embargo, el estudio también es valioso para potenciar los contornos de mayores demandas de sismos de $M_s=8.1$ que afecten al valle de México con la directividad más frecuente que se ha observado.

En la figura 7.48, correspondiente a periodo de 1.5 segundos, se ilustra claramente el efecto mencionado anteriormente, es decir, que la componente norte-sur es la más energética en los periodos considerados, ya que al compararla con la correspondiente en su componente este-oeste, se observa que el área resultante con mayores demandas es significativamente mayor en el caso de la componente mencionada.

Se observa de la mayoría de los mapas de isodemandas, que para ambas componentes los contornos de mayores demandas de ductilidad y desplazamiento se ubican en las zonas cercanas al aeropuerto y los antiguos lagos de Xochimilco y Tláhuac. Esto indica la imperiosa necesidad de clasificarlas en el futuro inmediato como zonas de más alto peligro sísmico en el valle de México, lo cual no está contemplado actualmente con ese detalle en las nuevas NTCS-2004. Los estudios realizados recientemente por Huerta y Reinoso (2002) muestran de igual manera que dichas zonas presentan grandes niveles de energía de entrada (E_I), por lo que son vulnerables a eventos sísmicos futuros, por lo que deben tenerse precauciones en futuros proyectos de urbanización que involucren a estas zonas.

De los mapas de isodemandas, se observan áreas de la zona de lago con niveles de ductilidad bastante elevados, principalmente las zonas cercanas al cruce entre el Circuito interior y el Viaducto Miguel Alemán, de la cual se puede tener un grado de confiabilidad alto, ya que ésta es el área que mayor densidad de instrumentación sísmica presenta dentro de la zona de estudio considerada. Esta zona tiene concordancia con el

mapa de daños correspondiente al sismo de septiembre de 1985, aunque no se presentaron ahí el mayor número de colapsos. Esto puede deberse, entre otras posibilidades, a que durante el evento sísmico no existía un inventario suficientemente grande de estructuras con las características que consideran estos mapas de isodemandas (sistema estructural, número de pisos, año de construcción).

Debe destacarse que el levantamiento de daños realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM muestra que las estructuras construidas después de 1976, es decir, diseñadas con base en el reglamento en cuestión, no sufrieron daños tan severos como los observados en aquellas estructuras construidas con base en los reglamentos anteriores, como lo son los correspondientes a 1957 y 1966 (tabla 1.9). De igual manera, se observa que para los sistemas que presentaron mayores daños (marcos de concreto y losa plana) las estructuras contaban con un número de niveles que variaba entre los 6 y los 10, aunque también existieron daños en estructuras más altas, estos fueron de menor consideración. En la colonias Roma y Condesa existían un gran número de estructuras de este tipo que colapsaron, y que se encuentran en la zona ubicada como de mayor daño durante el sismo de 1985, donde los contornos de demandas máximas coinciden con esta zona, por lo que, de acuerdo con este estudio y mapas, existía una buena probabilidad de que estos colapsos se presentasen, como desafortunadamente sucedió en septiembre de 1985.

Con respecto a las demandas de desplazamientos en las edificaciones, la figura 7.58 muestra la variación de este parámetro para diferentes periodos estructurales. Se observa de la misma figura que para periodo estructural de 1.0 seg., considerando un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ y tomando en cuenta los efectos de la sobrerresistencia, que los niveles de demanda en las zonas con mayores desplazamientos fluctúan entre los 60 y los 75 cm para la mayor parte de la zona de lago; entre los ocho y los 15 cm para la zona de transición, y de uno a seis en la zona de terreno firme. Las mayores demandas para la zona de lago corresponden a las áreas cercanas a Xochimilco y Tláhuac, las cuales presentan demandas de desplazamiento mayores a 100 cm.

Se observa claramente de la figura 7.58, que las demandas de desplazamiento crecen conforme el periodo estructural en consideración crece, destacando que para este caso al considerar periodos de 1.5 y 2 segundos, la zona cercana al aeropuerto presenta demandas bastante elevadas, fluctuando éstas entre 75 y 100 cm.

Como ya se mencionó, de los mapas de contornos obtenidos, existen zonas con diferentes niveles de confiabilidad en la interpolación de los parámetros presentados (demandas de ductilidad y de desplazamiento), dependiendo esto directamente de la densidad de instrumentación existente en la zona de estudio. Para las zonas cercanas a Xochimilco y Tláhuac (zona B, color verde) la densidad de instrumentación es muy baja, por lo que los contornos correspondientes a estas zonas son menos confiables que los obtenidos en la zona de mayor instrumentación (zona A, color amarillo), la densidad de instrumentación de las zonas A y B se observa claramente en la figura 7.59. De igual manera, se observa que la zona B no es la única que tiene carencias de instrumentación, estos problemas están presentes en toda la zona C marcada con color rojo, la cual abarca áreas como la parte noreste de la ciudad que comprende una parte de la zona del lago y otra de transición.

Cabe recordar que para la definición de estos contornos, en toda la frontera que delimita al terreno firme de la transición, se definieron las respuestas espectrales promedio de todas las estaciones de terreno firme empleadas en el estudio. Esto incluye toda la zona de lomas, además de los cerros como el de la Estrella, Santa Catarina, Tepeyac, etc. (figura 7.59). De igual manera, en la frontera de la zona de transición con la zona de lago, se proporcionaron dos espectros promedio, uno para un periodo del sitio de 0.8 segundos, que correspondió al promedio calculado para estaciones ubicadas en zona de transición con periodos de sitio iguales o muy cercanos a este periodo de referencia, y otro espectro promedio para un periodo del sitio de un segundo, calculado de manera similar al anterior. A lo largo de la frontera, esto se definió con ayuda de los mapas de isoperiodos presentados por Pérez-Rocha (1998). Las fronteras empleadas se ilustran en la figura 7.60.

Sería recomendable que para aquellas zonas en las que la densidad de instrumentación es baja, se realizaran programas para densificar la instrumentación, lo cual podría ser útil para corroborar si en efecto los niveles de ductilidad y desplazamiento en estas zonas son del orden que se muestran en los mapas de contornos. Esto permitiría tener mayor certidumbre sobre las zonas donde se presentan mayores demandas y, por tanto, esta información se puede utilizar con mayor confianza con fines de planeación urbana y uso del suelo de la zona metropolitana de la ciudad de México.

En la mayoría de los mapas de contornos (demandas de ductilidad y desplazamiento), se observan concentraciones en las coordenadas -99.102 Longitud oeste, 19.271 Latitud norte, dichas coordenadas corresponden a la estación acelerométrica XO36 (estación 36 de la figura 7.59), donde las demandas de ductilidad y desplazamiento son muy grandes, lo cual justifica dichas concentraciones. La figura 7.61 muestra el espectro de demandas de ductilidad de la estación XO36 en su componente este-oeste, considerando la resistencia estipulada en el reglamento de 1976 y tomando un factor de sobrerresistencia de dos. Se observa que los niveles de demandas para periodos cortos son muy grandes, y que aun para periodo de dos segundos, las demandas tienen un valor aproximado de siete, el cual representa aun un valor alto. Considerando el reglamento de 1976 y la misma resistencia que para el caso anterior, las figuras 7.62, 7.63, 7.64, 7.65 y 7.66 muestran los espectros de demandas ductilidad, en sus componentes este-oeste, correspondientes a las estaciones AE02, CP28, BA49, TH35 y NZ31 respectivamente.

Debe recordarse que el factor de sobrerresistencia considerado en los análisis fue de dos para todos los casos, tomando en cuenta que se trata de marcos de concreto reforzado. Es importante destacar que cuando en el diseño de este tipo de marcos rigen las combinaciones por carga vertical, se pueden desarrollar niveles de sobrerresistencia mayores, lo cual arrojaría resultados menores en los niveles de demandas en aquellos casos en que los sistemas tuviesen un factor de sobrerresistencia mayor a dos. Estudios recientes sugieren que para otros sistemas, como son marcos contraventados de acero estructural, se pueden desarrollar sobrerresistencias entre 4 y 5 (Tapia, 2005).

Actualmente las Normas Técnicas Complementarias para Diseños por Sismo (NTCS-2004), en su apéndice A, consideran para el cálculo del factor de sobrerresistencia la siguiente expresión:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (7.1)$$

donde

T = periodo natural de vibración de la estructura

T_a = periodo característico del espectro de diseño (inicio de la meseta)

De la ecuación 7.1 se observa que para aquellas estructuras con periodos naturales de vibrar que se encuentren en la meseta del espectro de aceleraciones o en la rama descendente, tendrán un factor de sobrerresistencia de dos, y para aquellas que se encuentren en la rama ascendente, dicho valor variará en función del cociente entre los periodos de vibrar de la estructura y el periodo característico del espectro. Se observa de igual manera que para estructuras de periodo corto ($T < T_a$) el factor de sobrerresistencia es inversamente proporcional al periodo natural de vibración de la estructura, por lo que para estructuras rígidas pueden considerarse valores mayores a dos, como se ha mencionado.

7.1.5. Observaciones respecto a la evolución de los Reglamentos de Construcción

La figura 7.67 muestra los mapas de isodemandas de ductilidad correspondientes a periodo estructural de $T_E=1.0$ segundo, en los cuales se observa que debido a que las resistencias estipuladas en el Reglamento de Construcciones de 1957 eran muy similares a las estipuladas en el mismo documento correspondiente al año de 1966, los patrones de las zonas con mayores demandas de ductilidad son muy similares, y que aun al considerar el Reglamento de Construcciones correspondiente a 1976, las demandas de ductilidad, para gran parte de la zona de lago son muy elevadas, aunque debe recordarse que gran parte de dicha zona cuenta con carencias importantes de instrumentación por lo que existen incertidumbres respecto a la confiabilidad de los resultados obtenidos en estas zonas. En todos los casos mostrados se observa buena correlación entre el mapa de daños correspondiente al sismo de septiembre de 1985 y la zona con mayores demandas mostrada en los mapas de contornos.

La figura 7.68 muestra los mapas de isodemandas de ductilidad correspondientes a periodo de $T_E=2$ segundos. En ellos puede observarse la variación que las demandas de ductilidad presentan acorde al Reglamento de Construcción considerado. Es claro que al considerar el reglamento de 1942 las demandas son extremadamente altas en varias zonas (debido a las bajas resistencias estipuladas en este reglamento, $V=0.025W$). Al contrario, al considerar el reglamento de 1976, se observan demandas de ductilidad menores tanto en la zona de terreno firme como en la zona de transición. Para la zona de lago existen pequeñas zonas donde aún los niveles de demandas son muy elevados; dichas zonas no se encuentran dentro del mapa que delimita los daños ocurridos durante el sismo de septiembre de 1985, lo que nos indica que existen zonas vulnerables diferentes a las dañadas previamente por sismos de gran magnitud, como los ocurridos en 1957, 1976 y 1985. Dichas zonas pueden considerarse como de alto peligro sísmico si se considera que las probabilidades de la ocurrencia de un evento sísmico de gran magnitud en un futuro no son despreciables, principalmente considerando que la brecha de Guerrero, según los expertos, será la zona donde se genere el próximo sismo de gran magnitud. Este gran sismo puede tener efectos de consideración en la ciudad de México,

principalmente si no se toman en cuenta factores como los que se muestran en los mapas de demandas, es decir, que pueden existir zonas diferentes a las ya conocidas con un importante peligro sísmico, tales como lo es la zona oriente al sur del aeropuerto, la cual, como se observa de la figura 7.68, presenta demandas de ductilidad de importancia, aunque como ya se mencionó la carencia de instrumentación no permite tener la definición necesaria para realizar mejores predicciones y llegar a conclusiones más contundentes con respecto al peligro de esta zona.

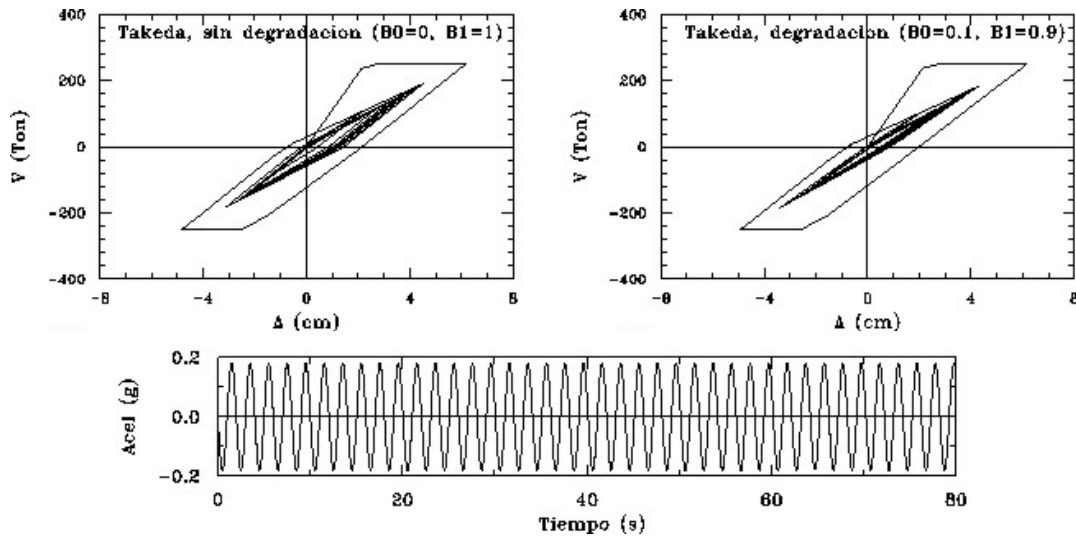


Figura 7.1. Modelos de histéresis de Takeda considerados en el cálculo de los espectros de demanda de ductilidad y desplazamiento. Se ilustra la respuesta obtenida para un sistema de un grado de libertad a partir de un pulso senoidal de amplitud 0.2g, periodo de 2.0 segundos y duración de 80 segundos

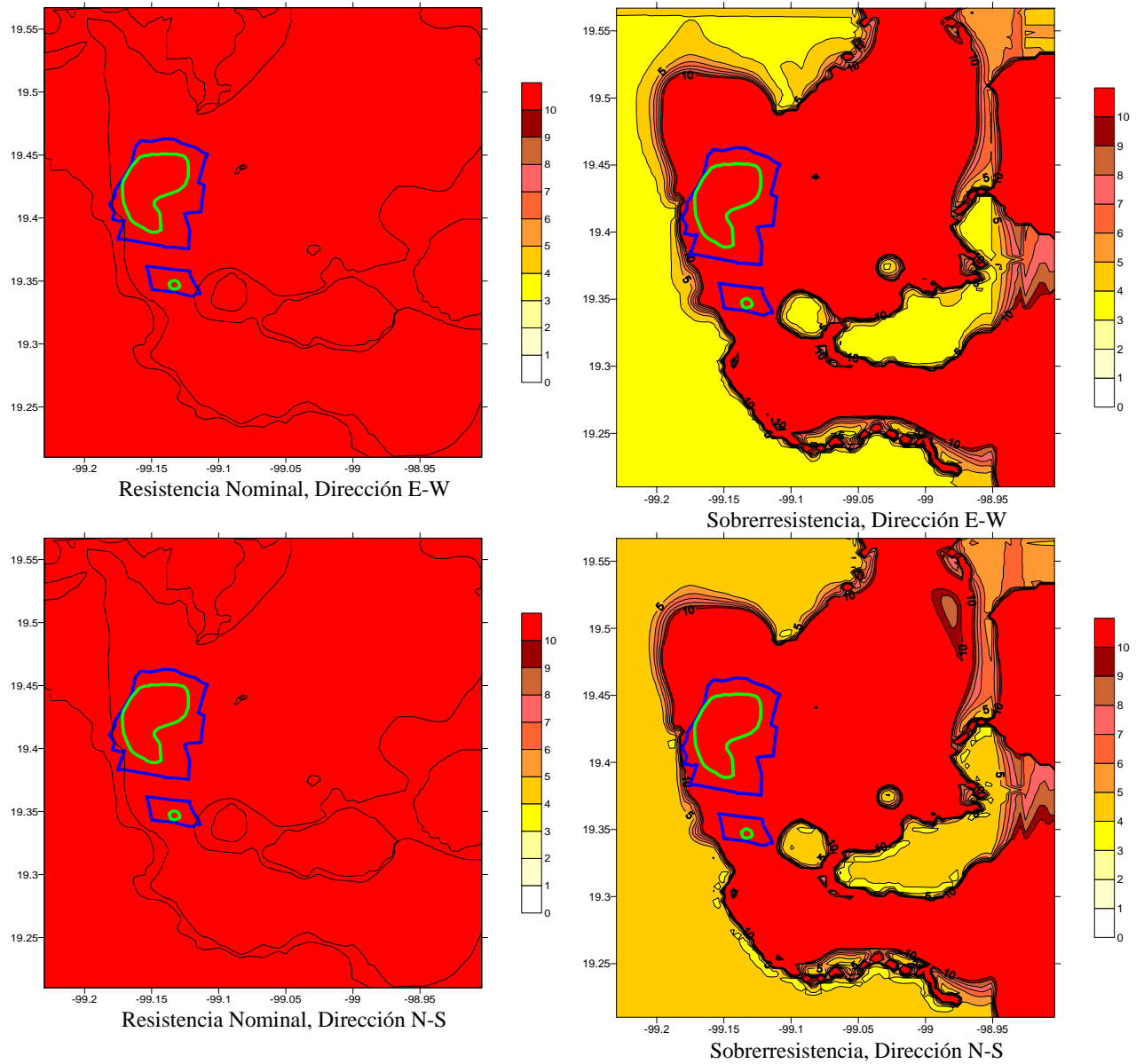


Figura 7.2. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

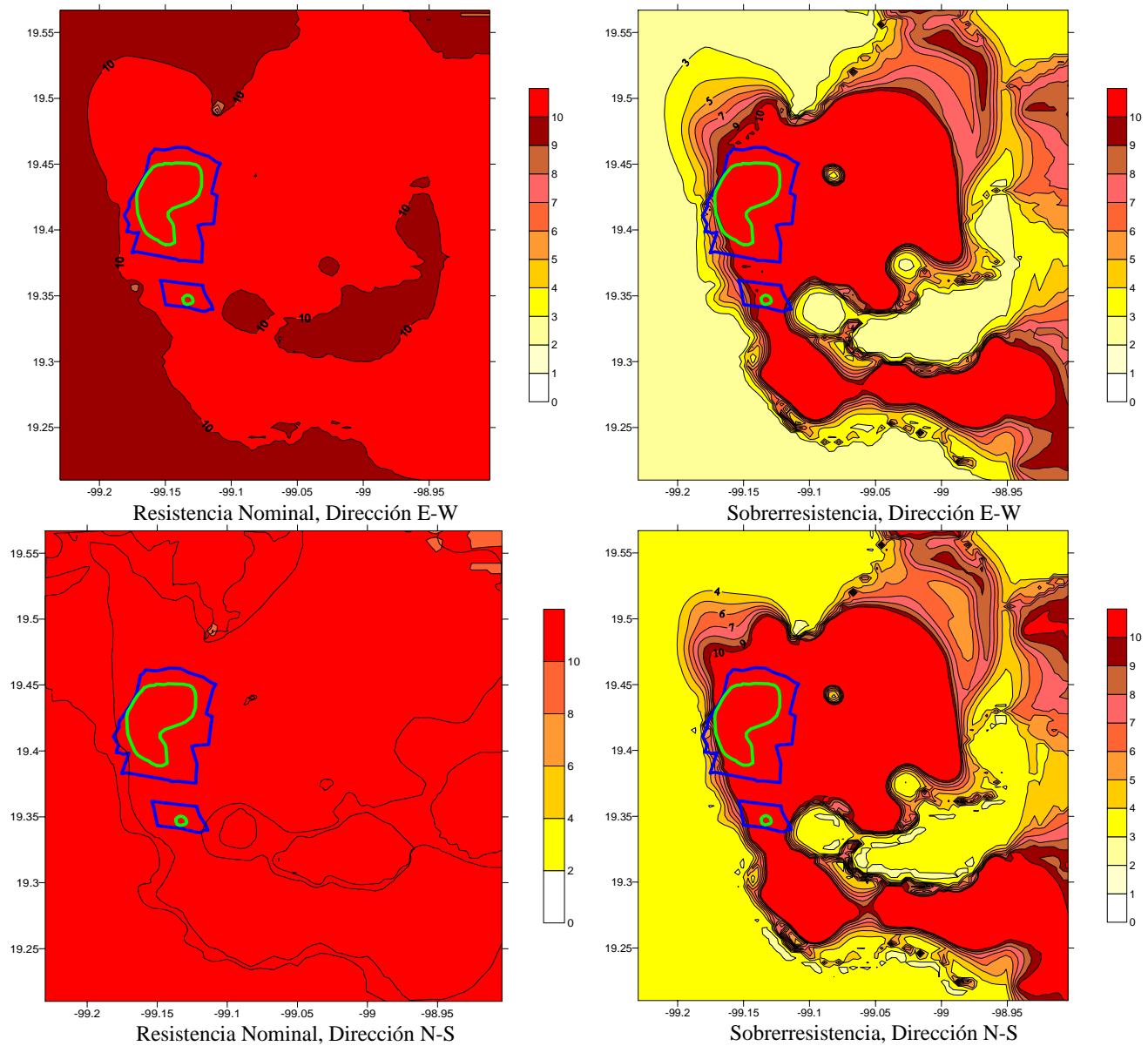


Figura 7.3. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

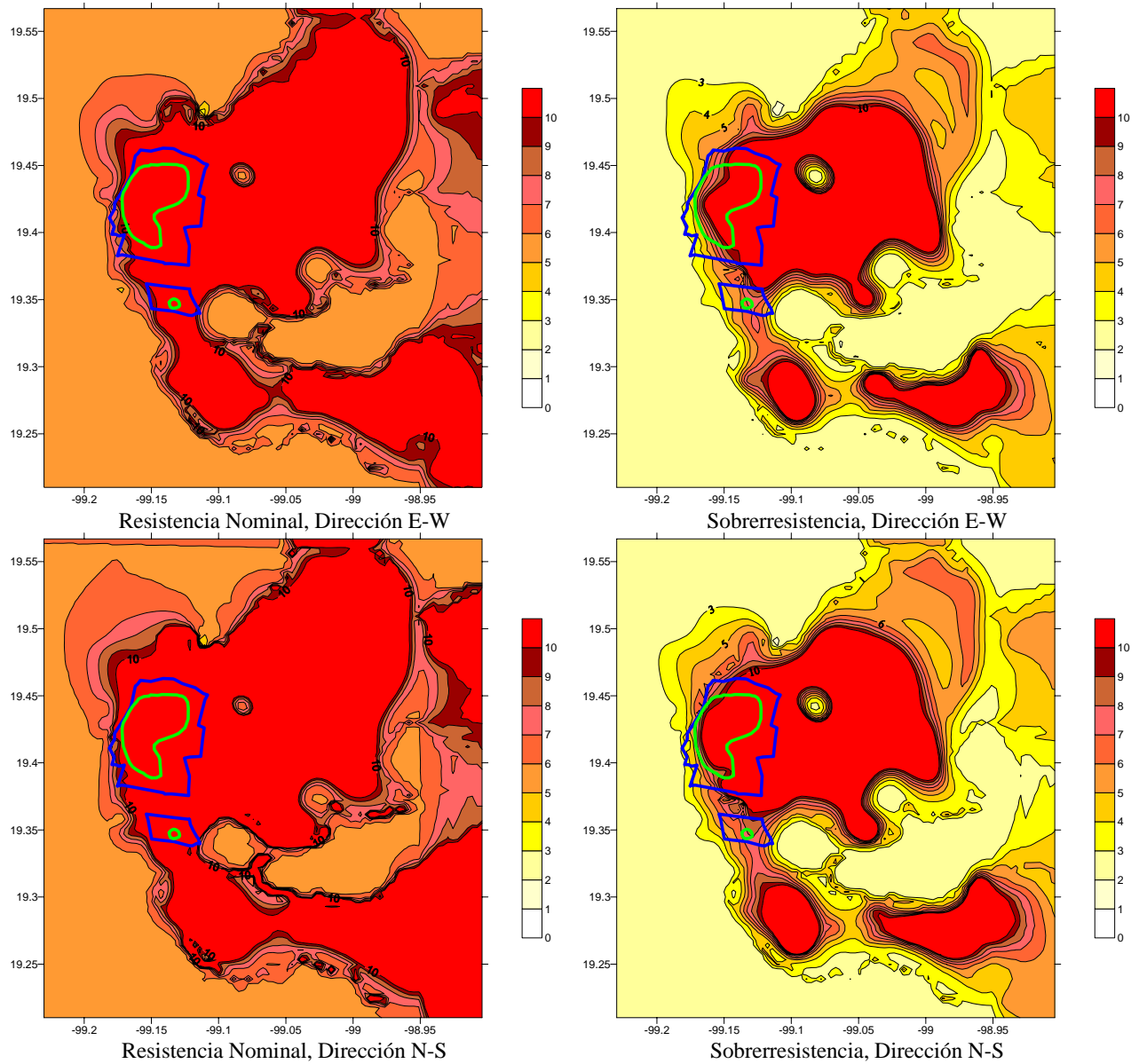


Figura 7.4. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

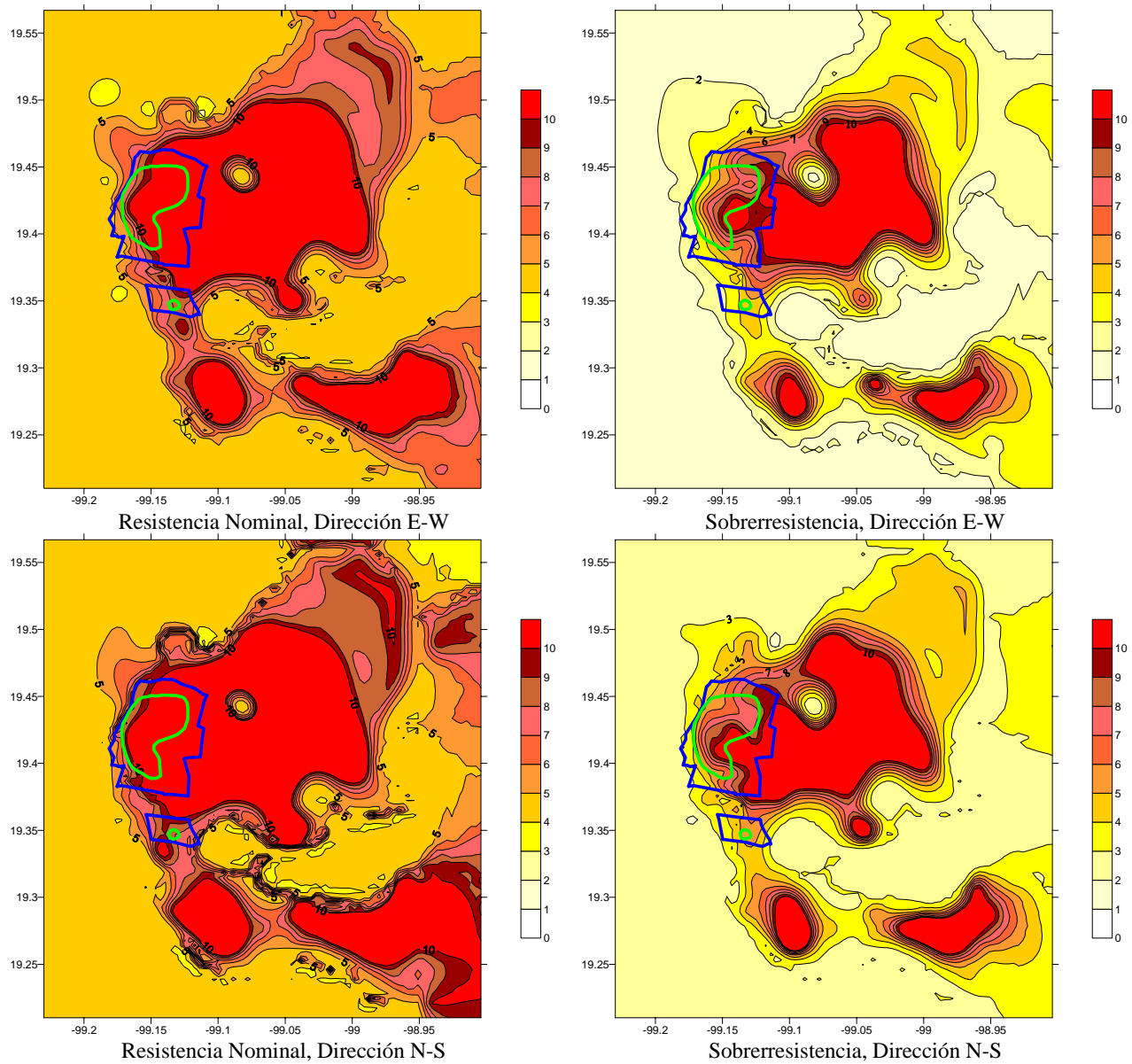


Figura 7.5. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

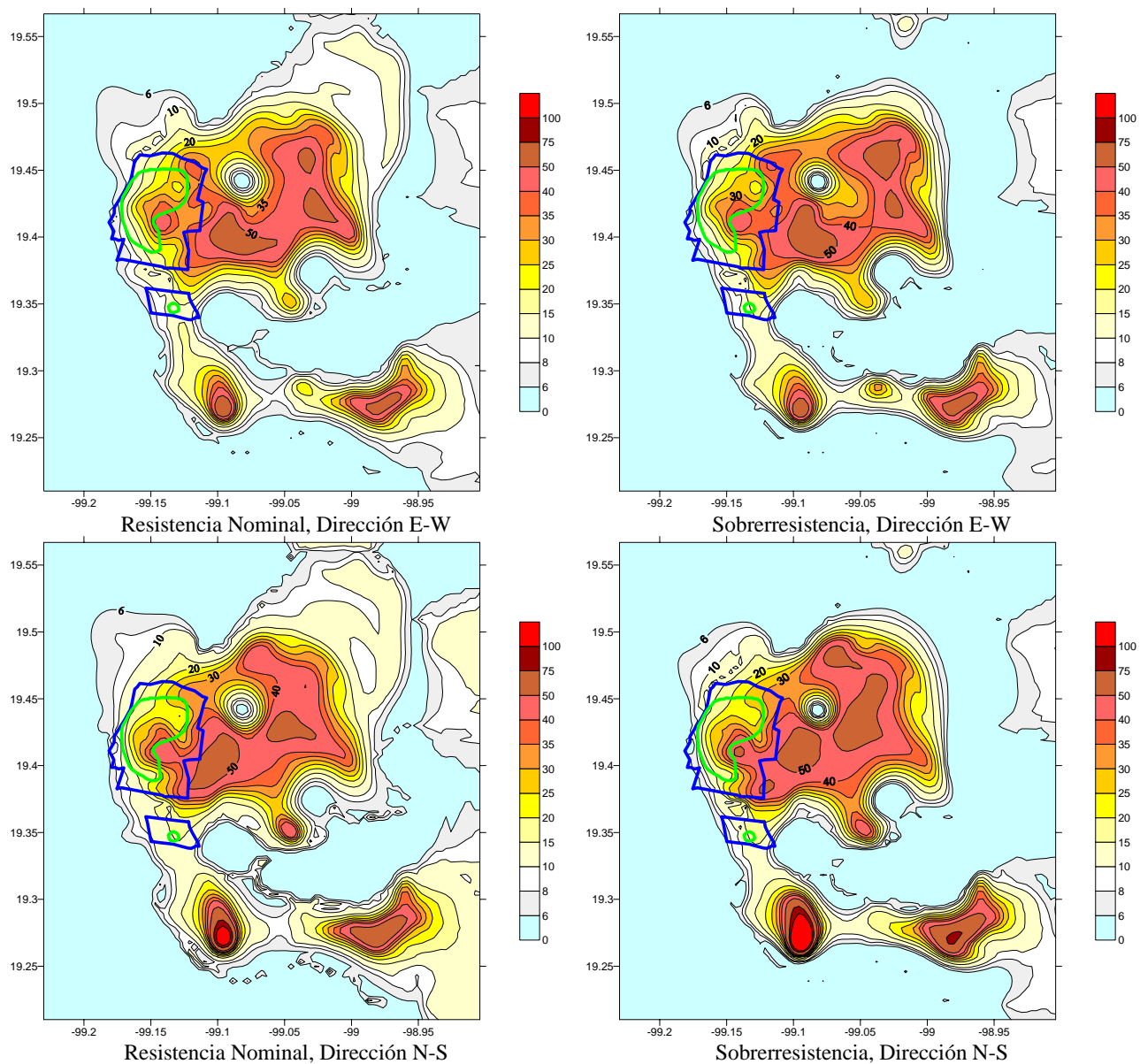


Figura 7.6. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural $T_E=0.5$ seg.

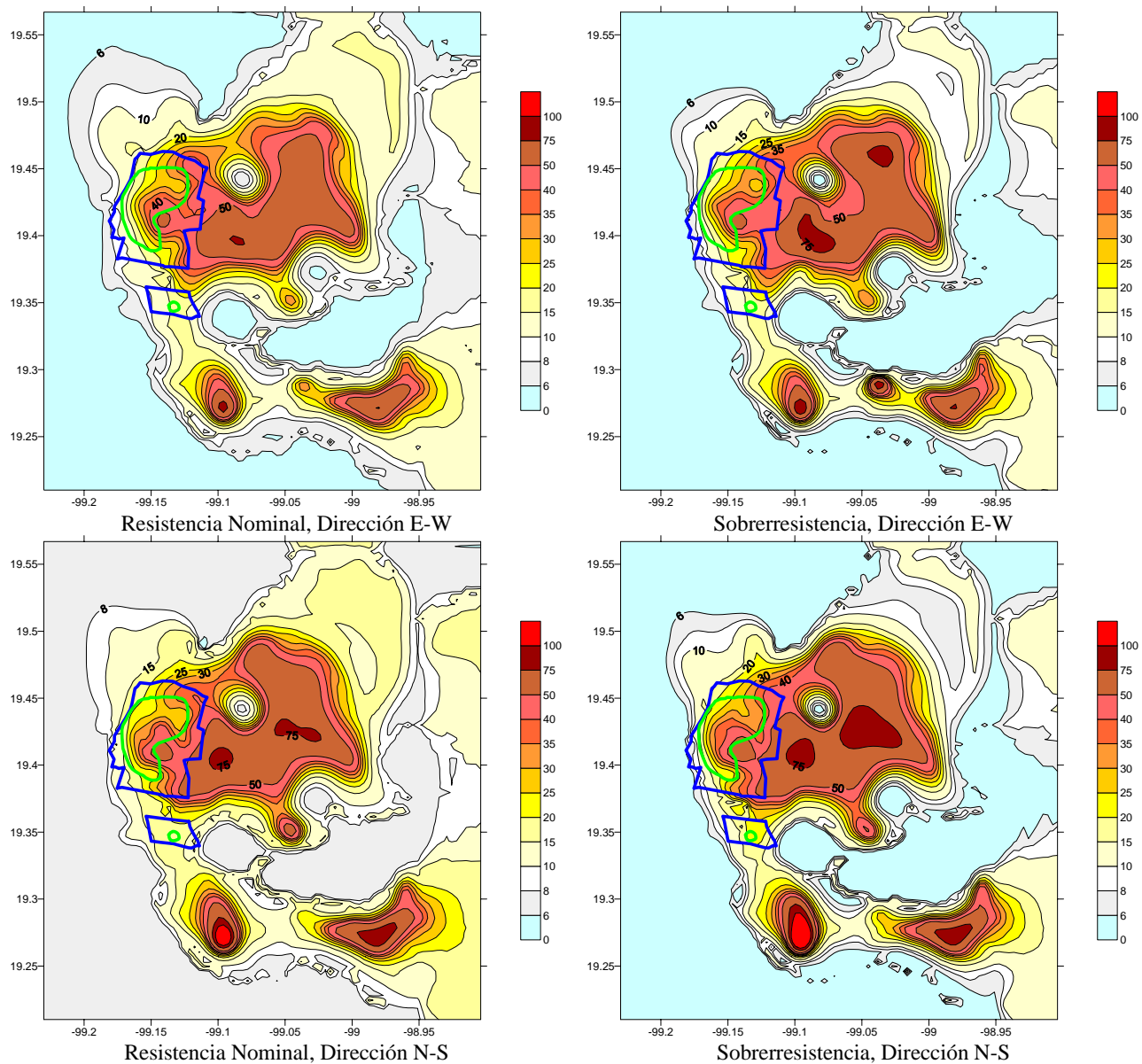


Figura 7.7. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

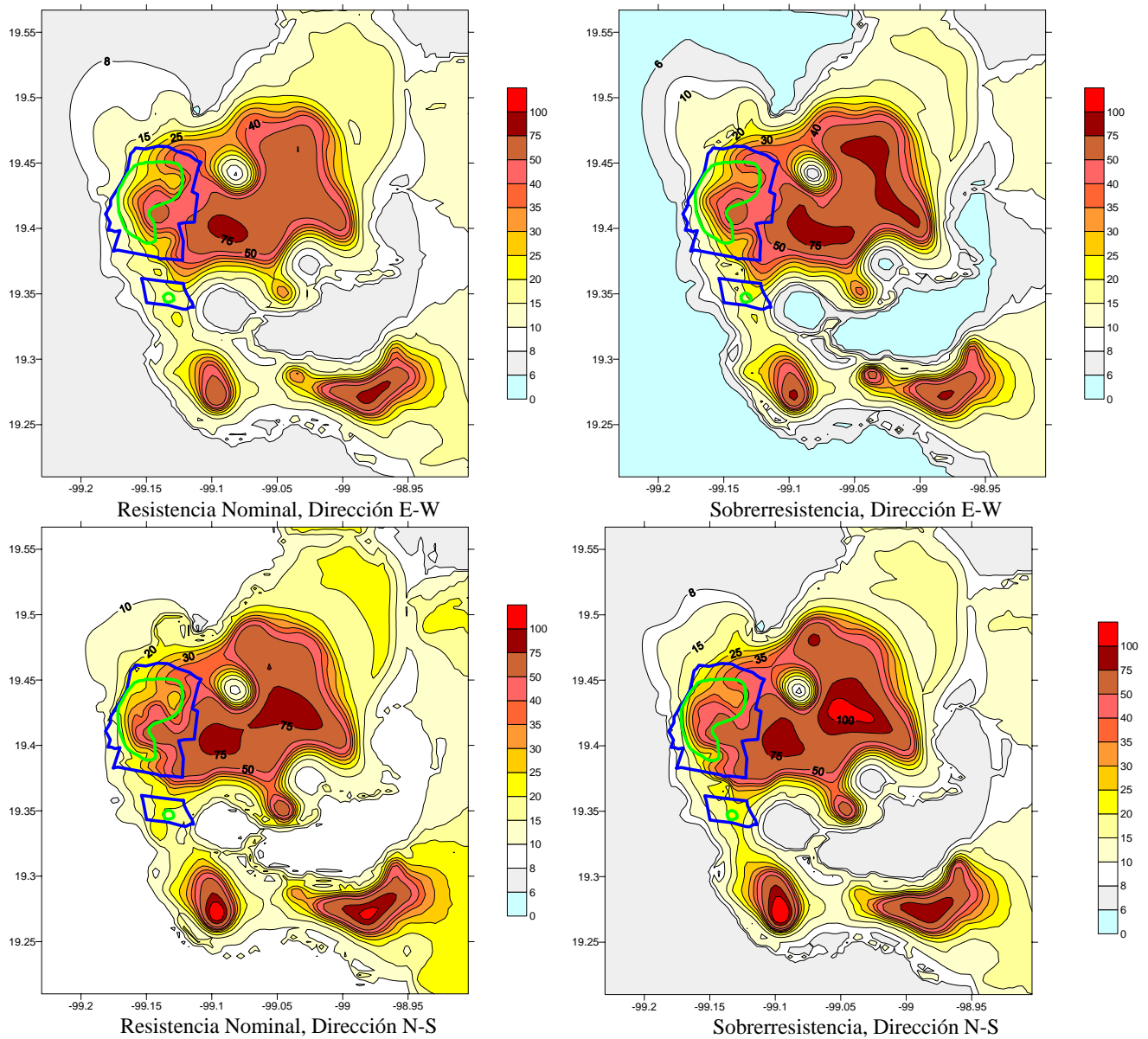


Figura 7.8. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

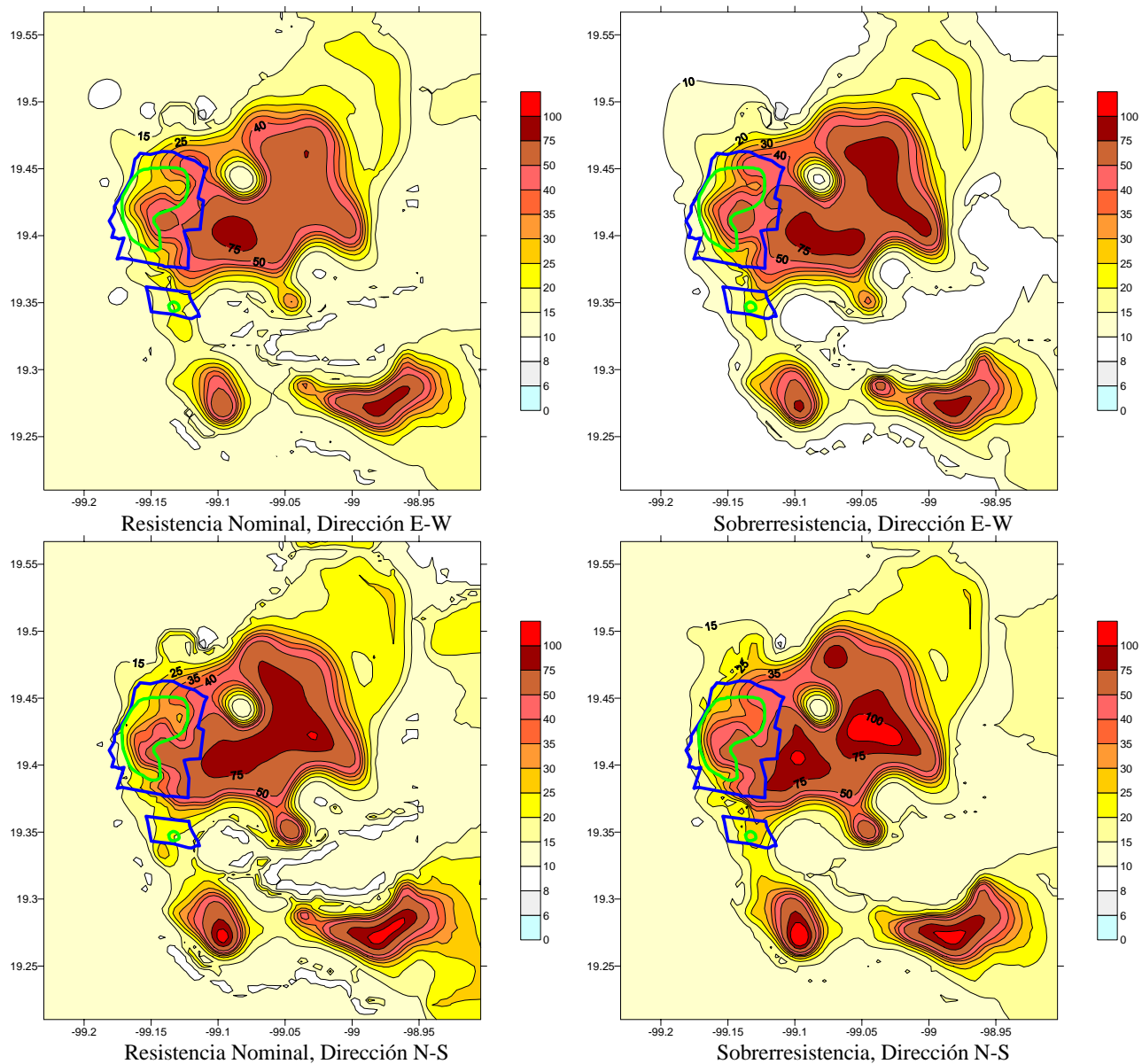


Figura 7.9. Mapas de isodemandas de desplazamientos, obtenidas con base en el RCDF de 1942, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

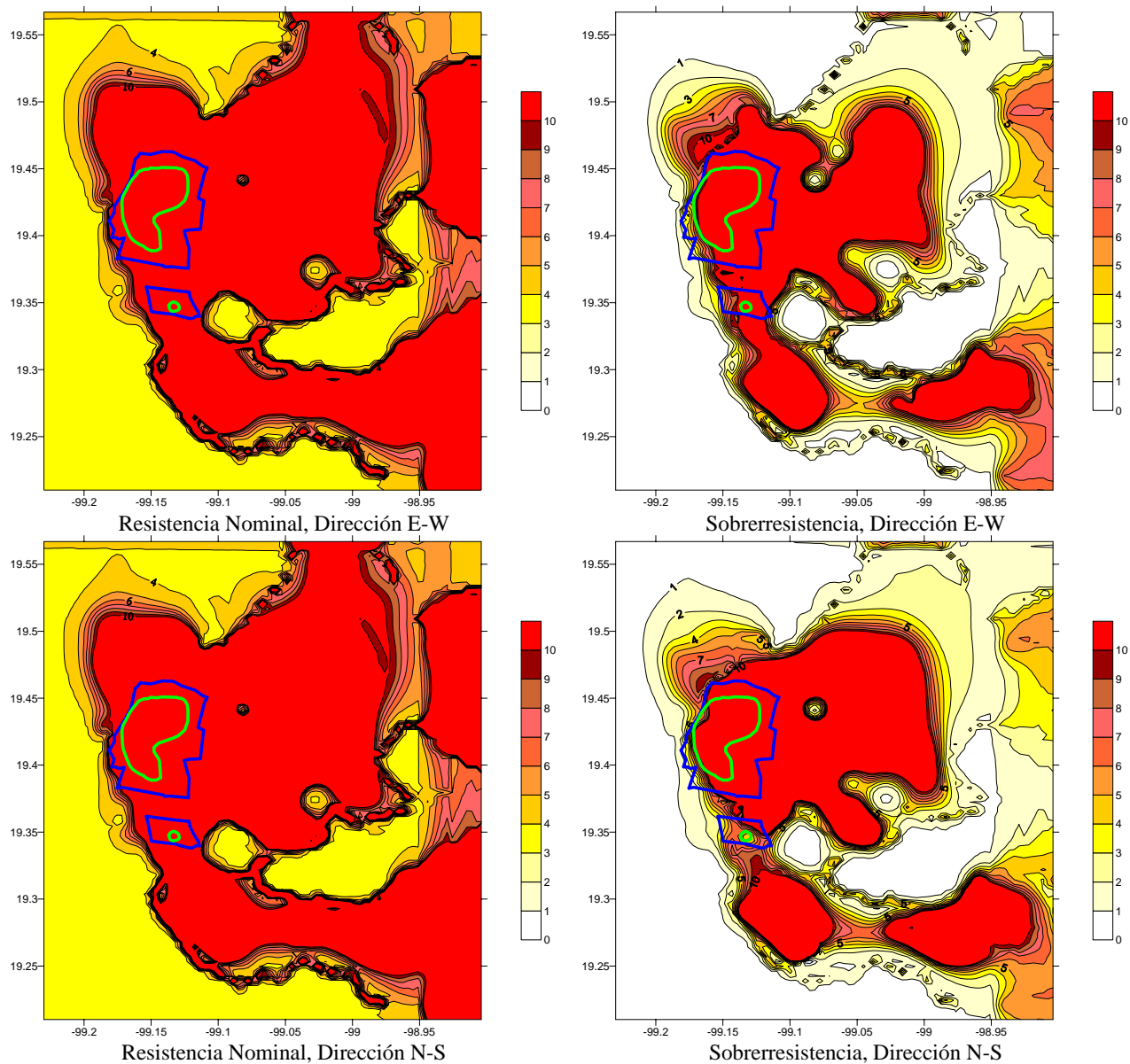


Figura 7.10. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

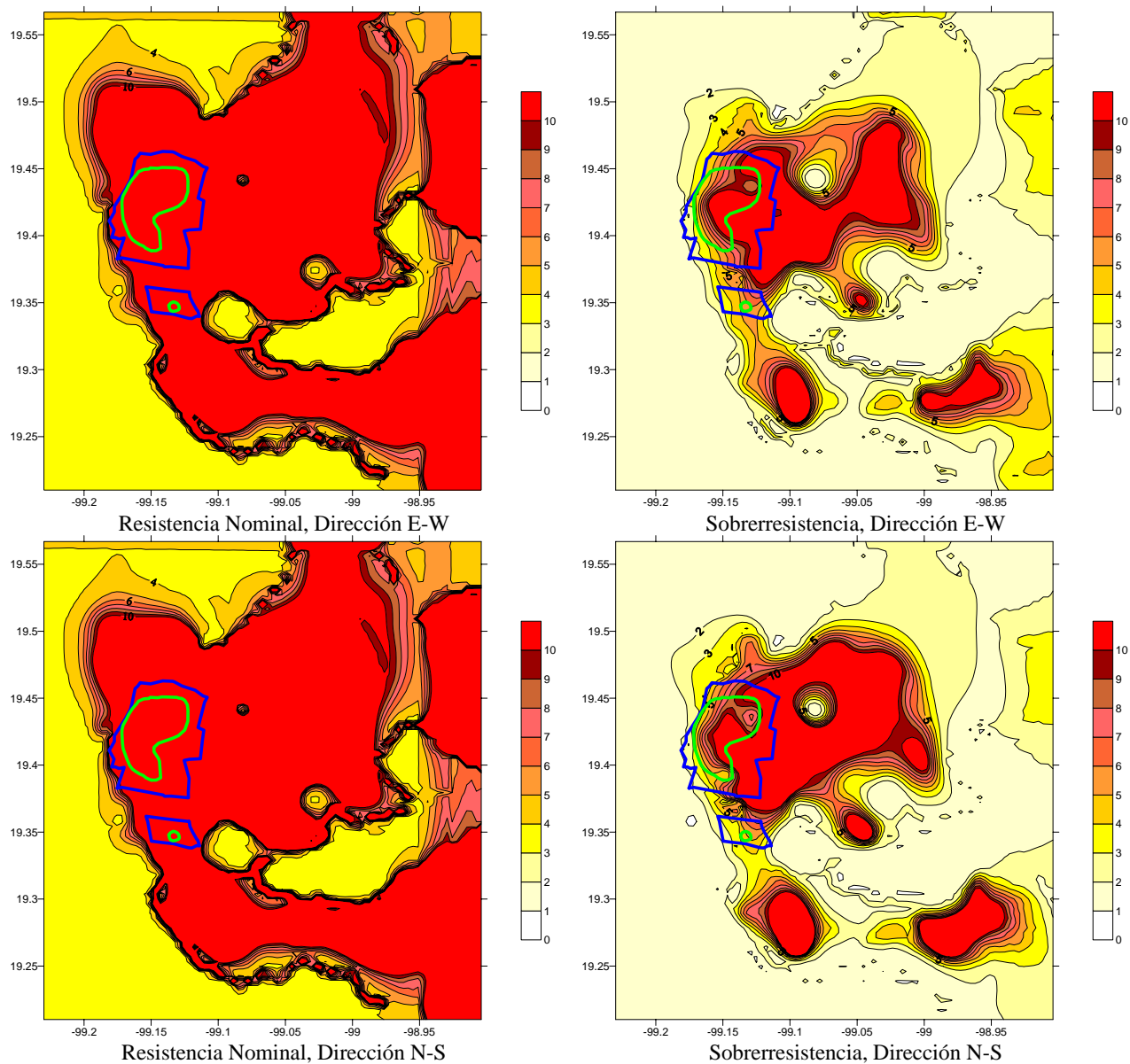


Figura 7.11. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

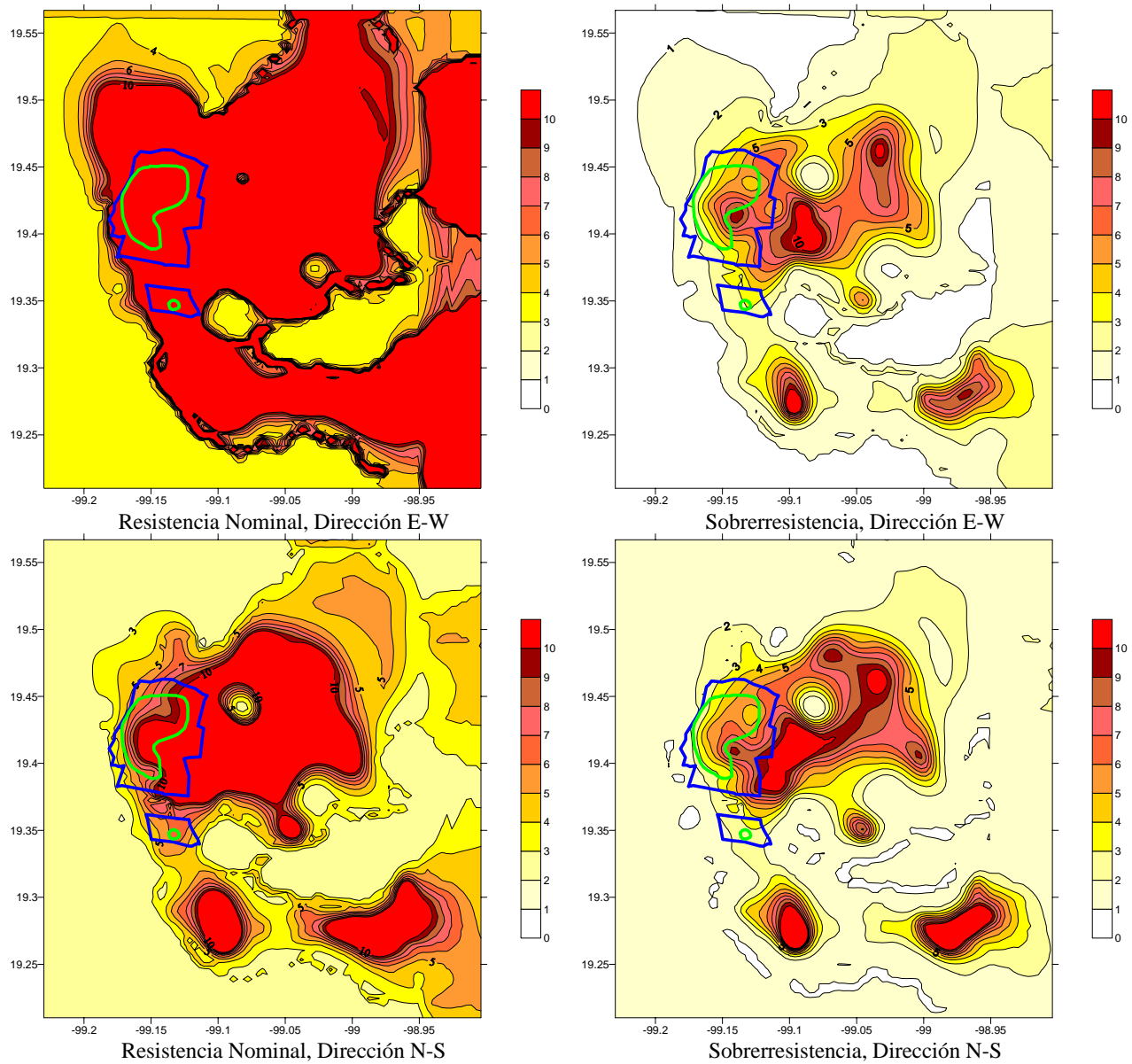


Figura 7.12. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

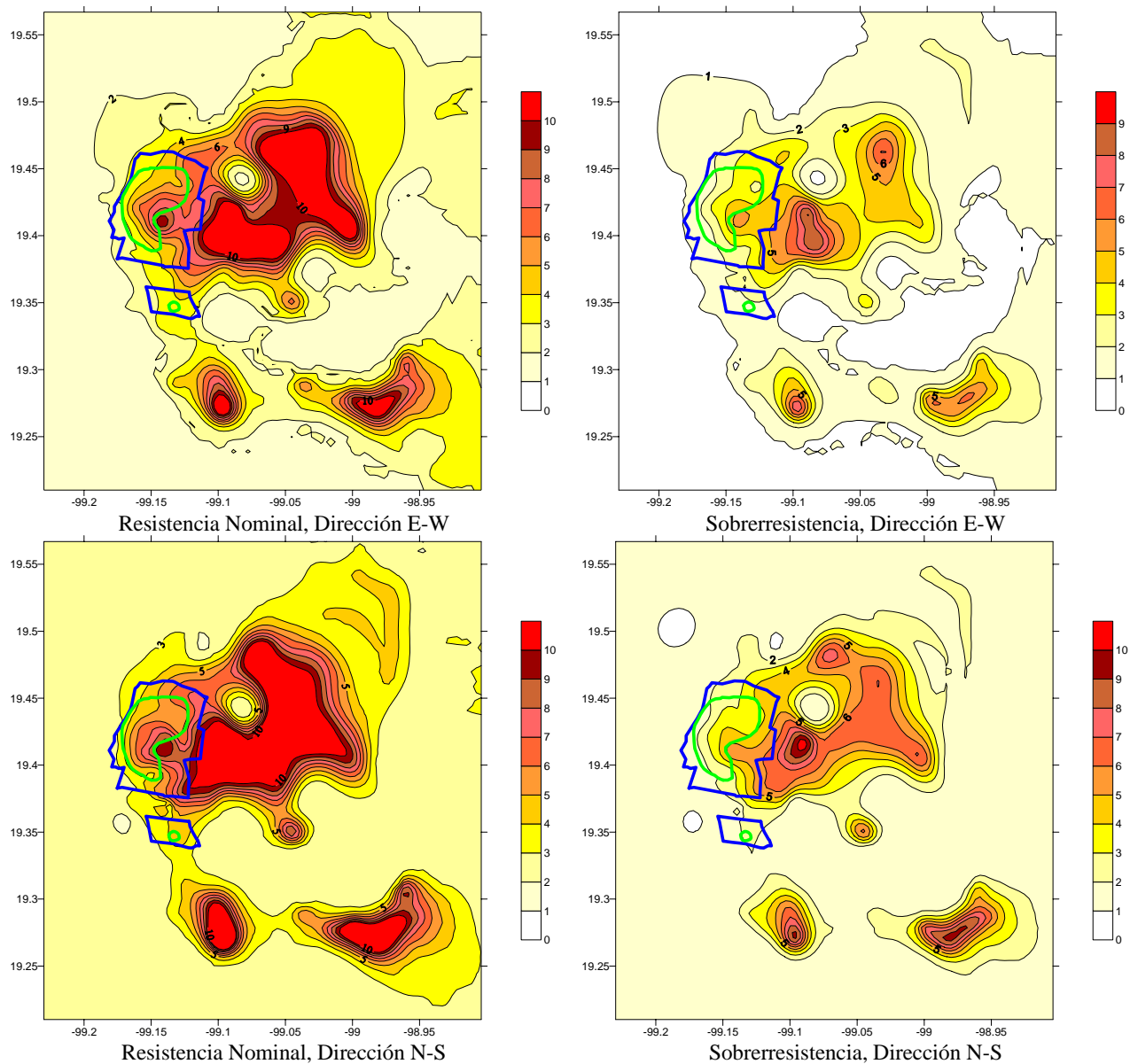


Figura 7.13. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

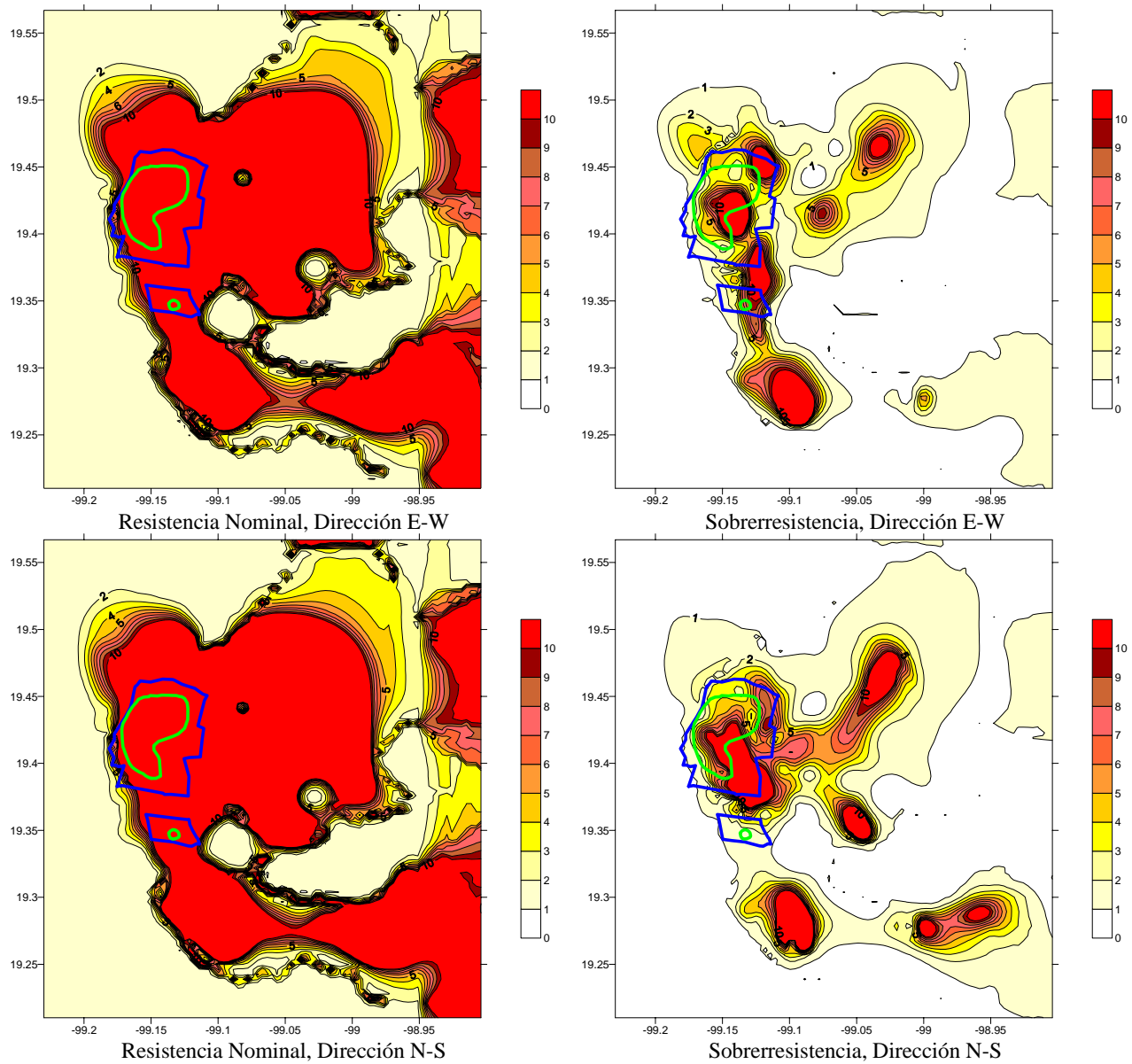


Figura 7.14. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E = 0.5$ seg.

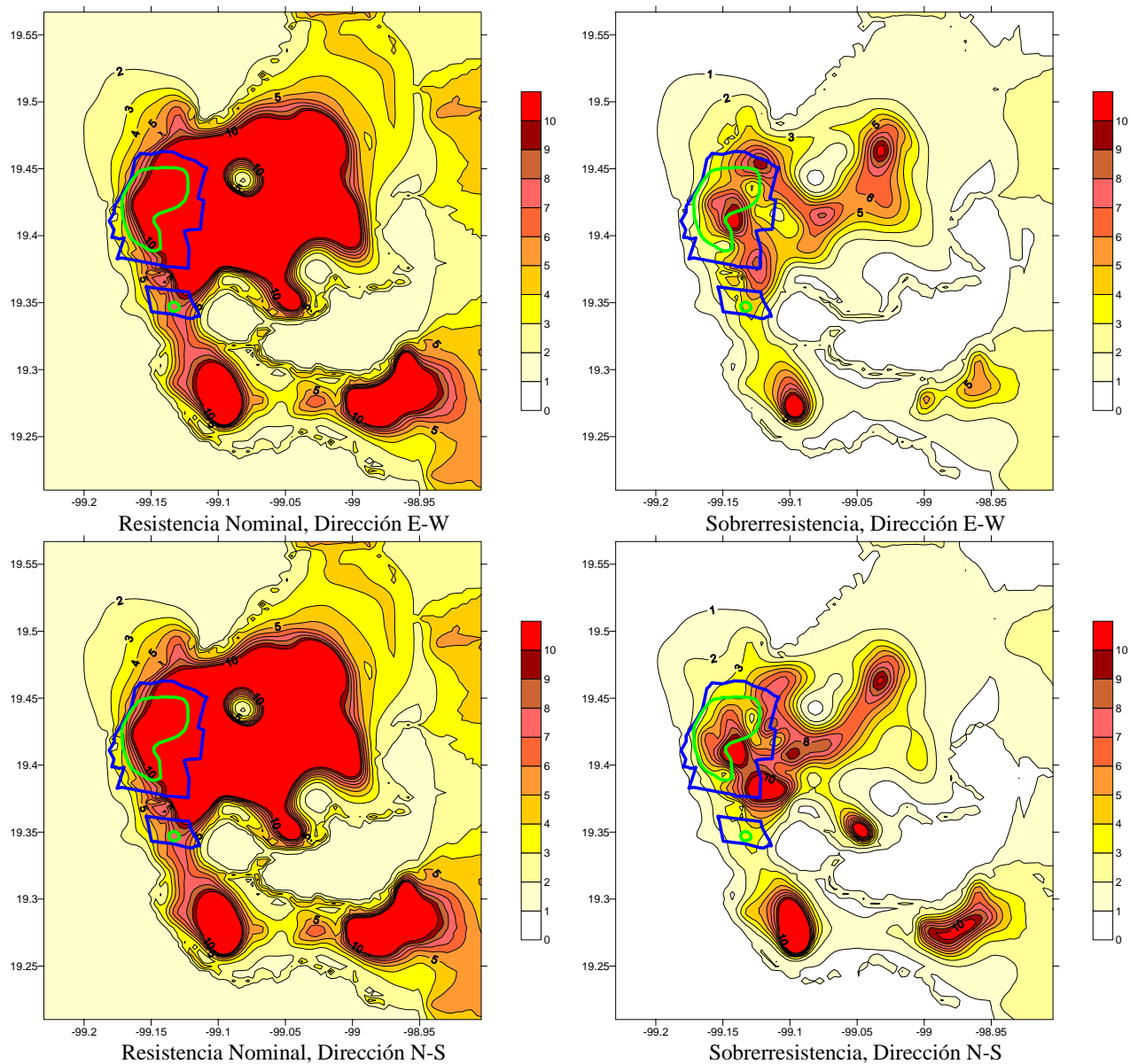


Figura 7.15. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

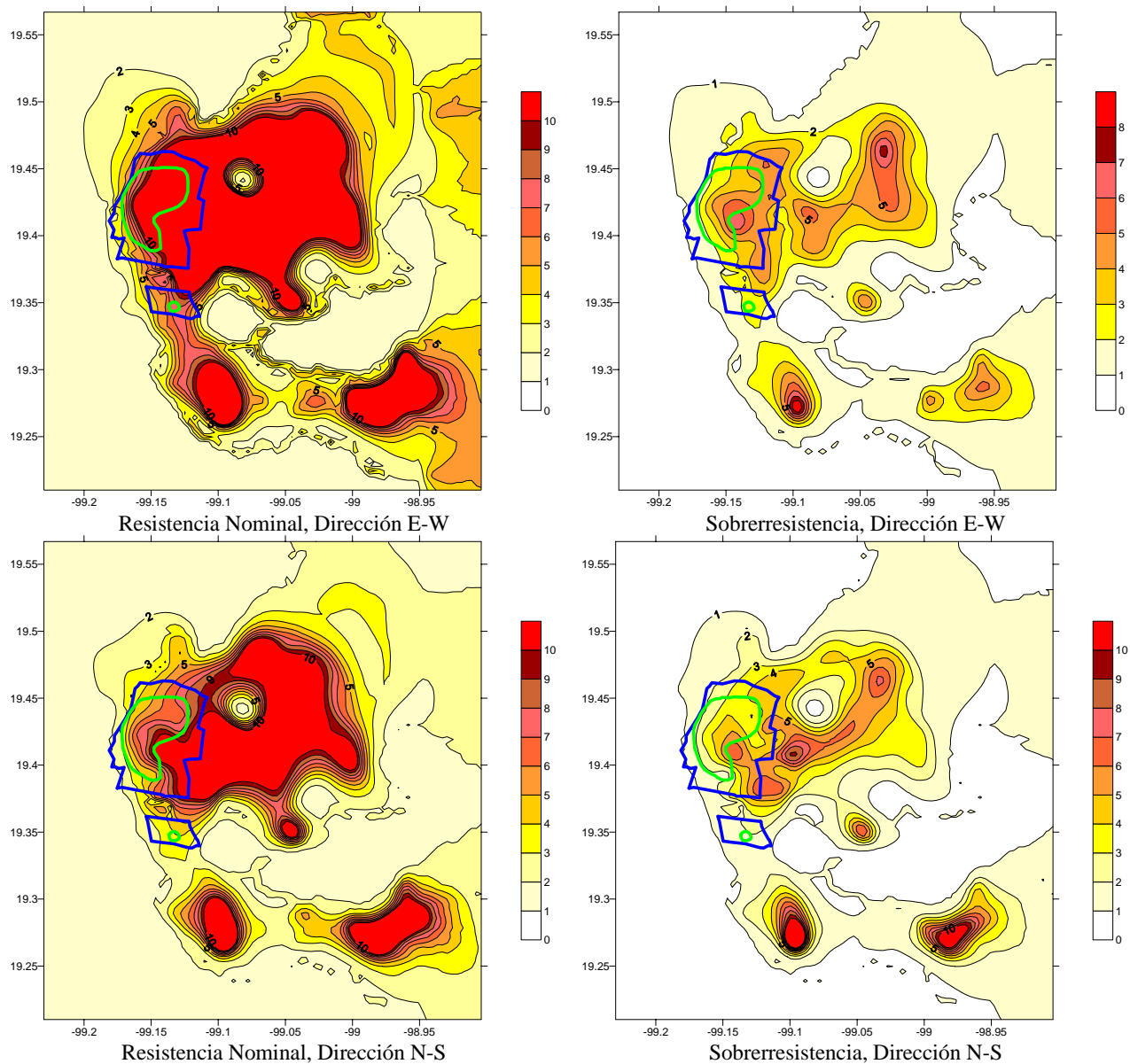


Figura 7.16. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

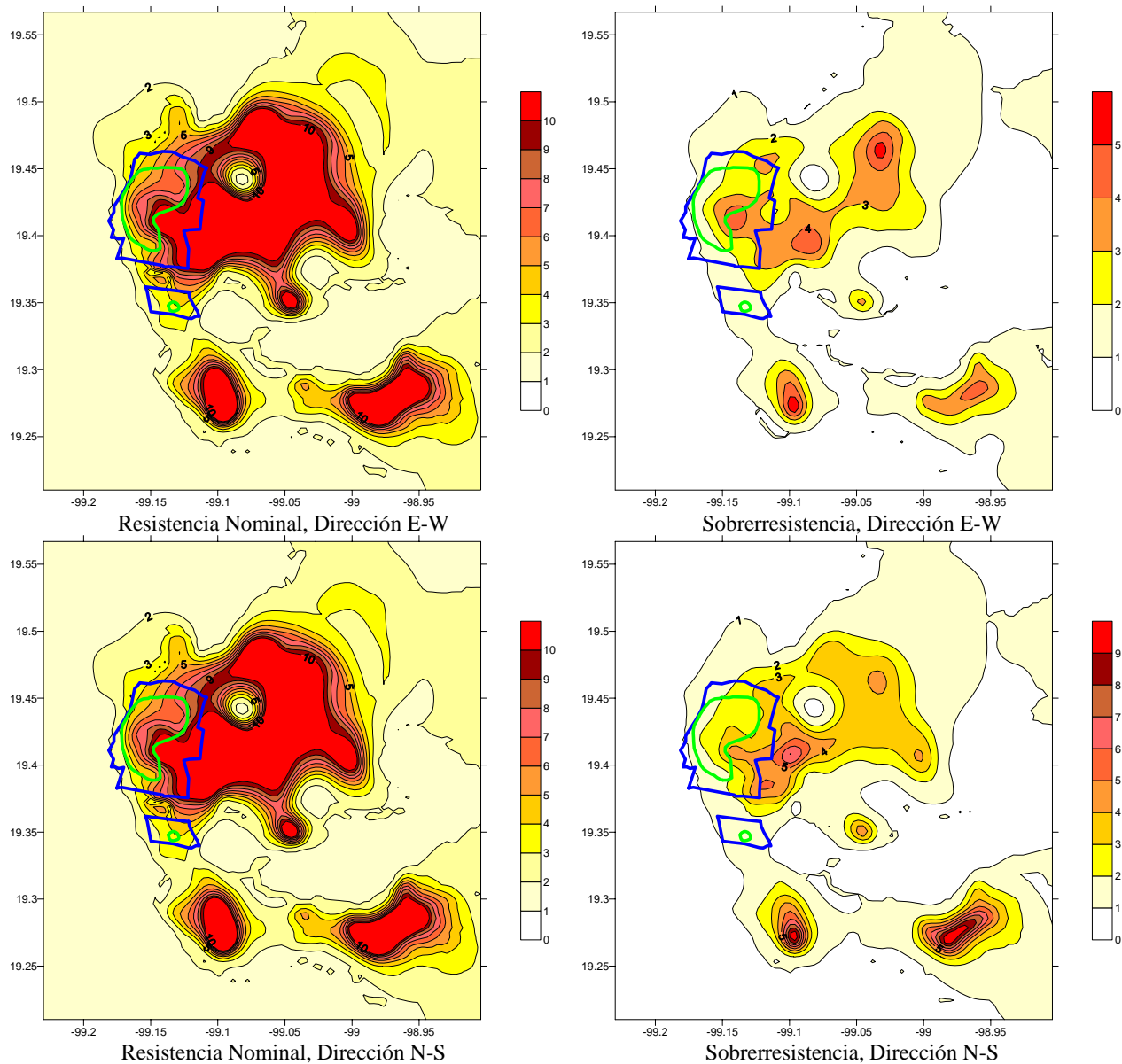


Figura 7.17. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

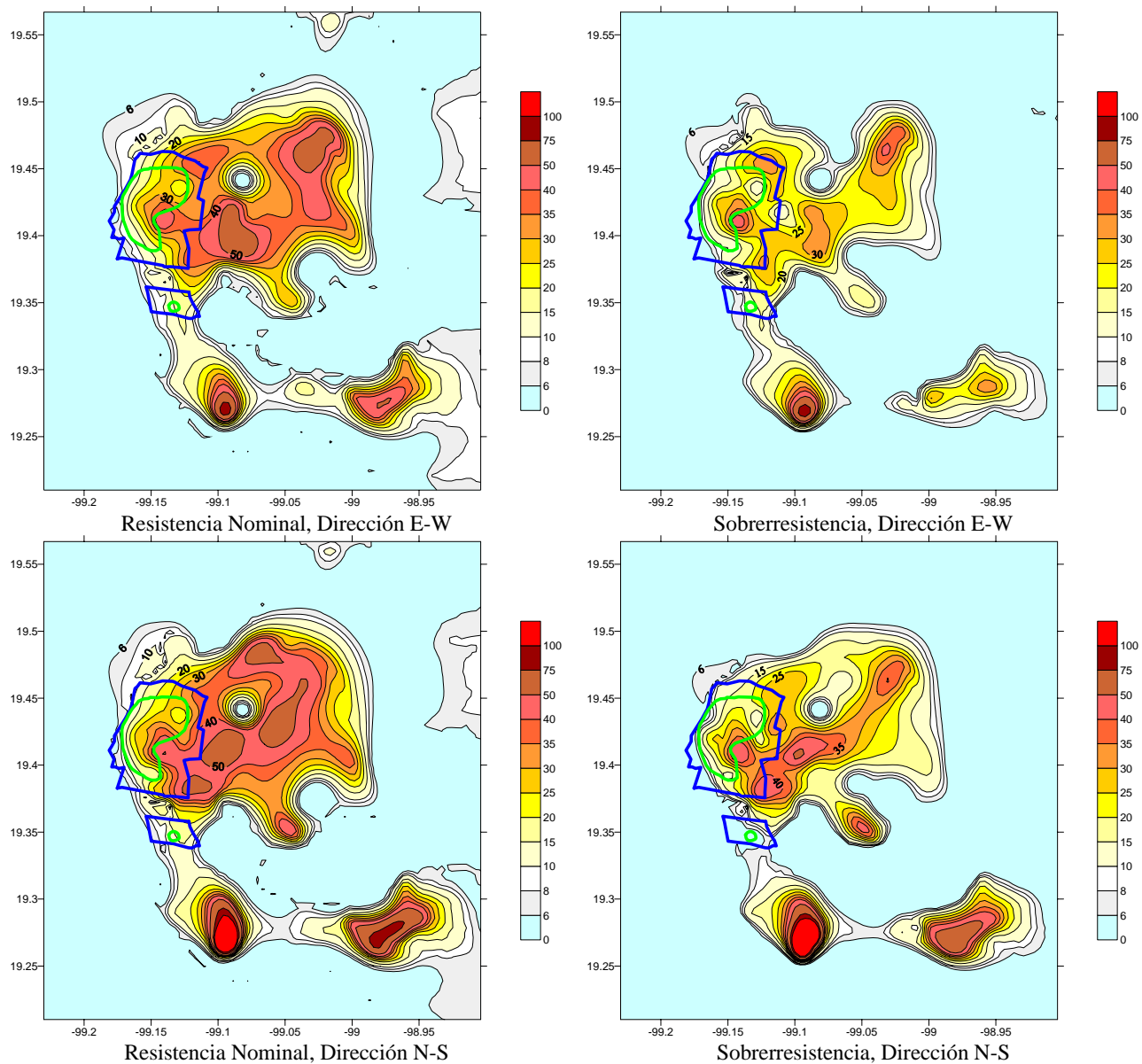


Figura 7.18. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

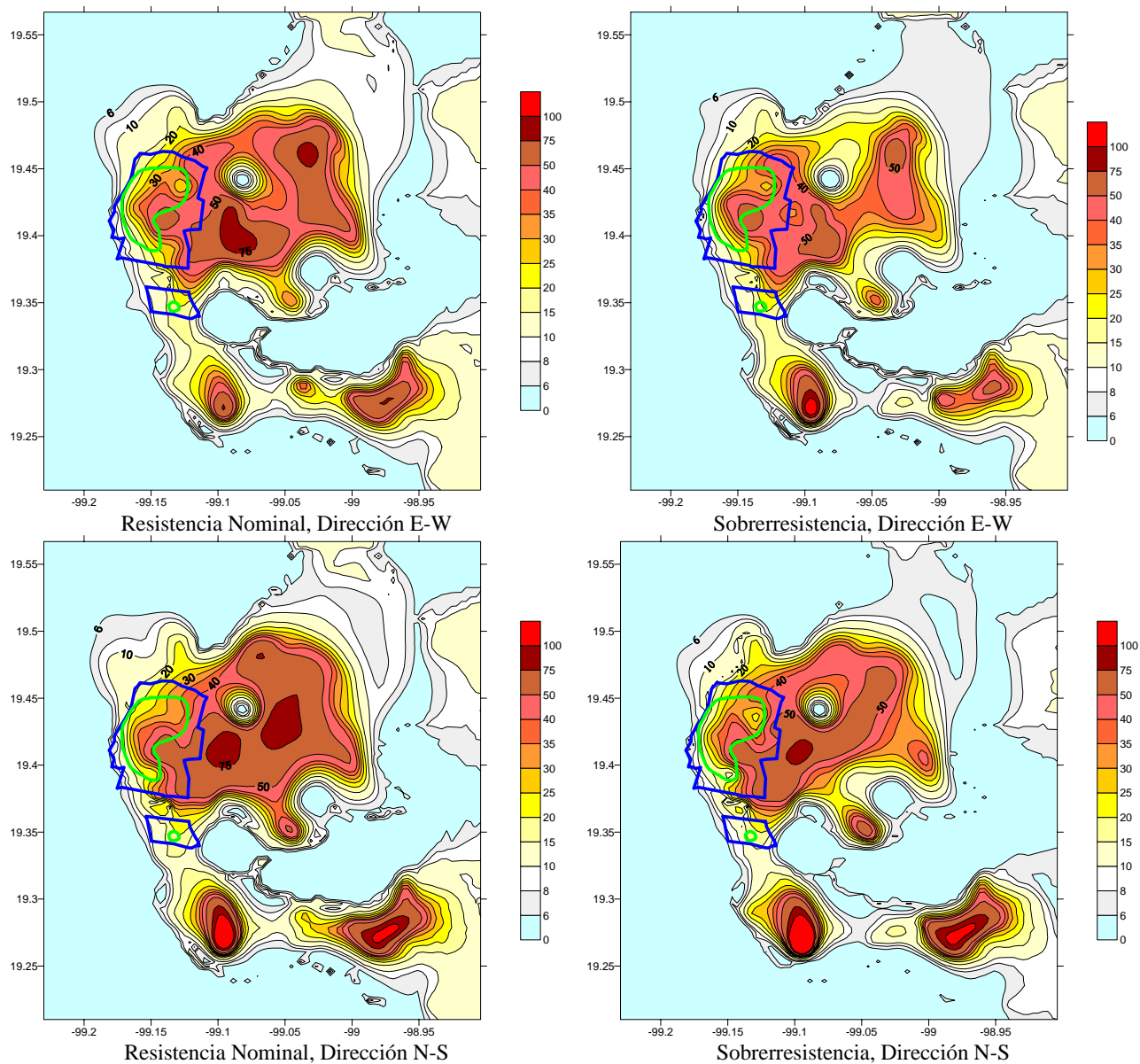


Figura 7.19. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

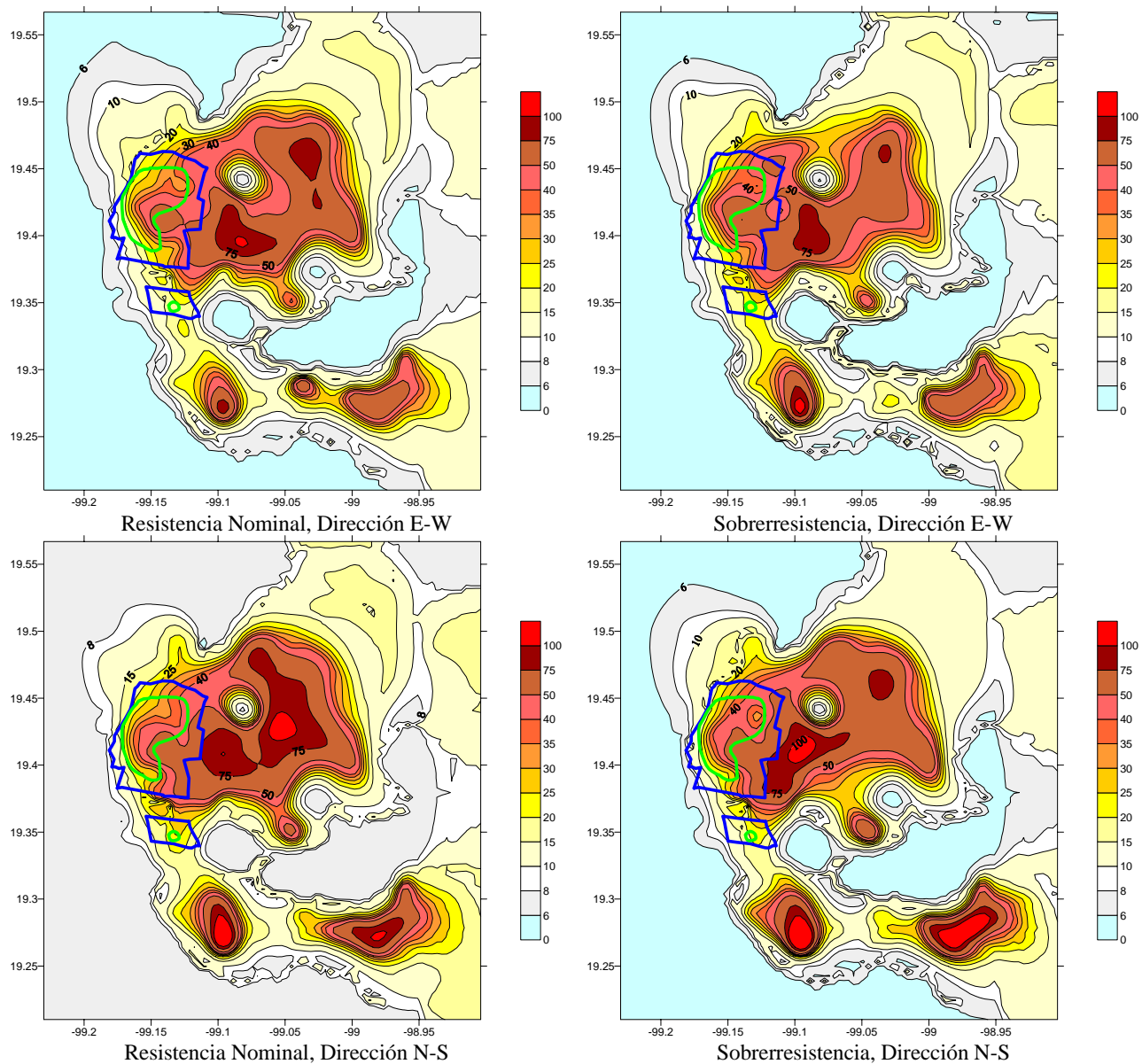


Figura 7.20. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

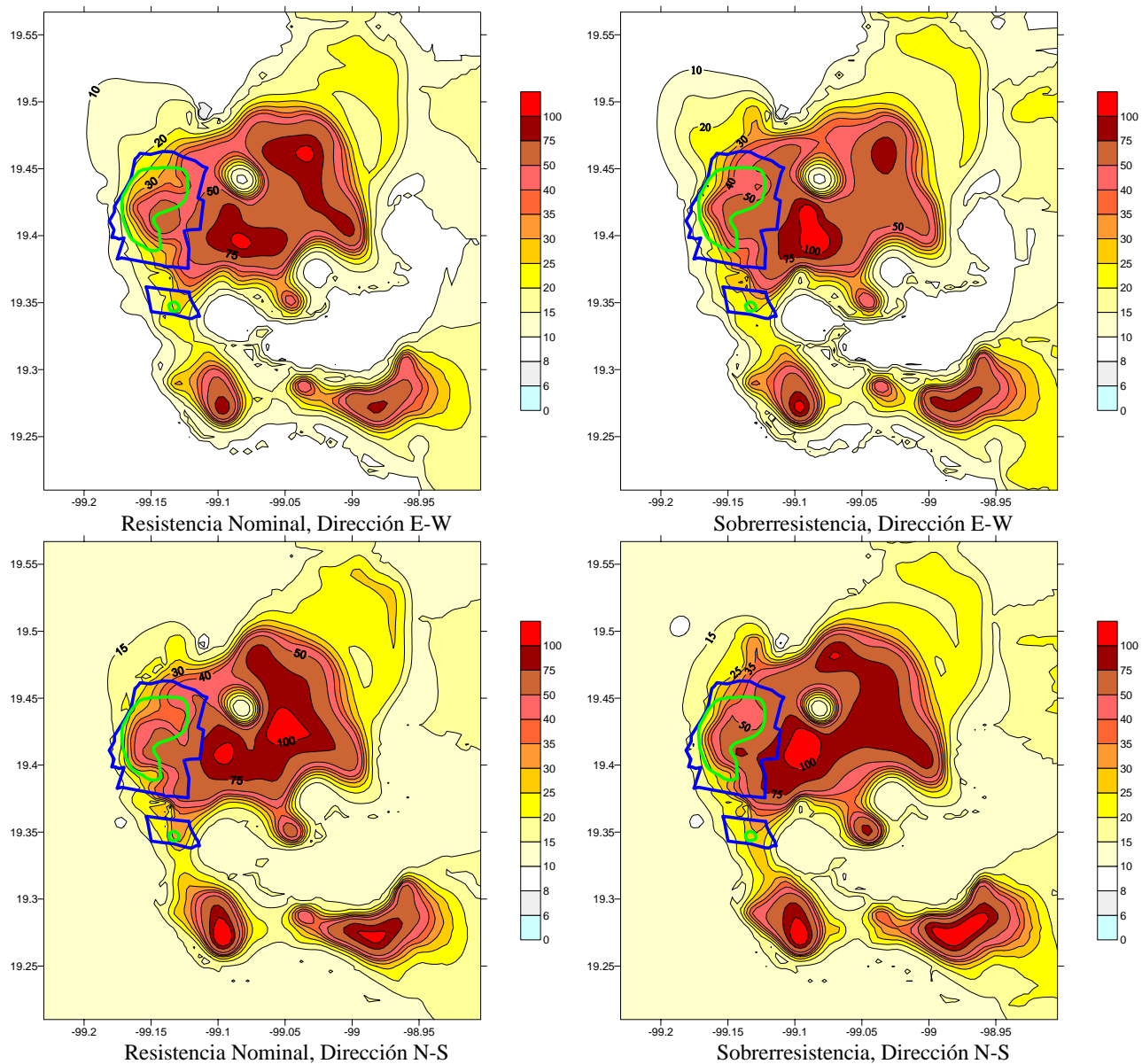


Figura 7.21. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

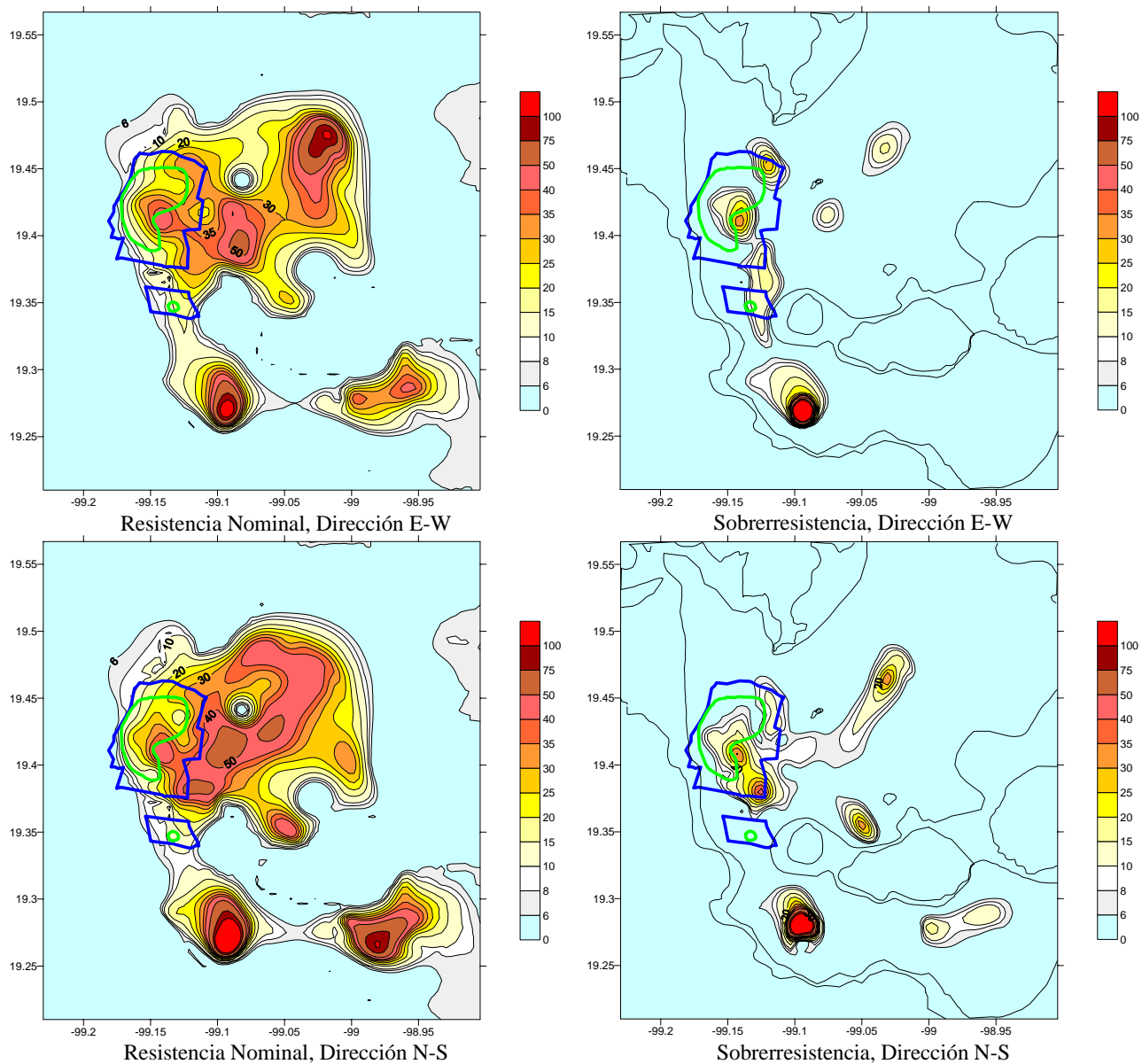


Figura 7.22. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

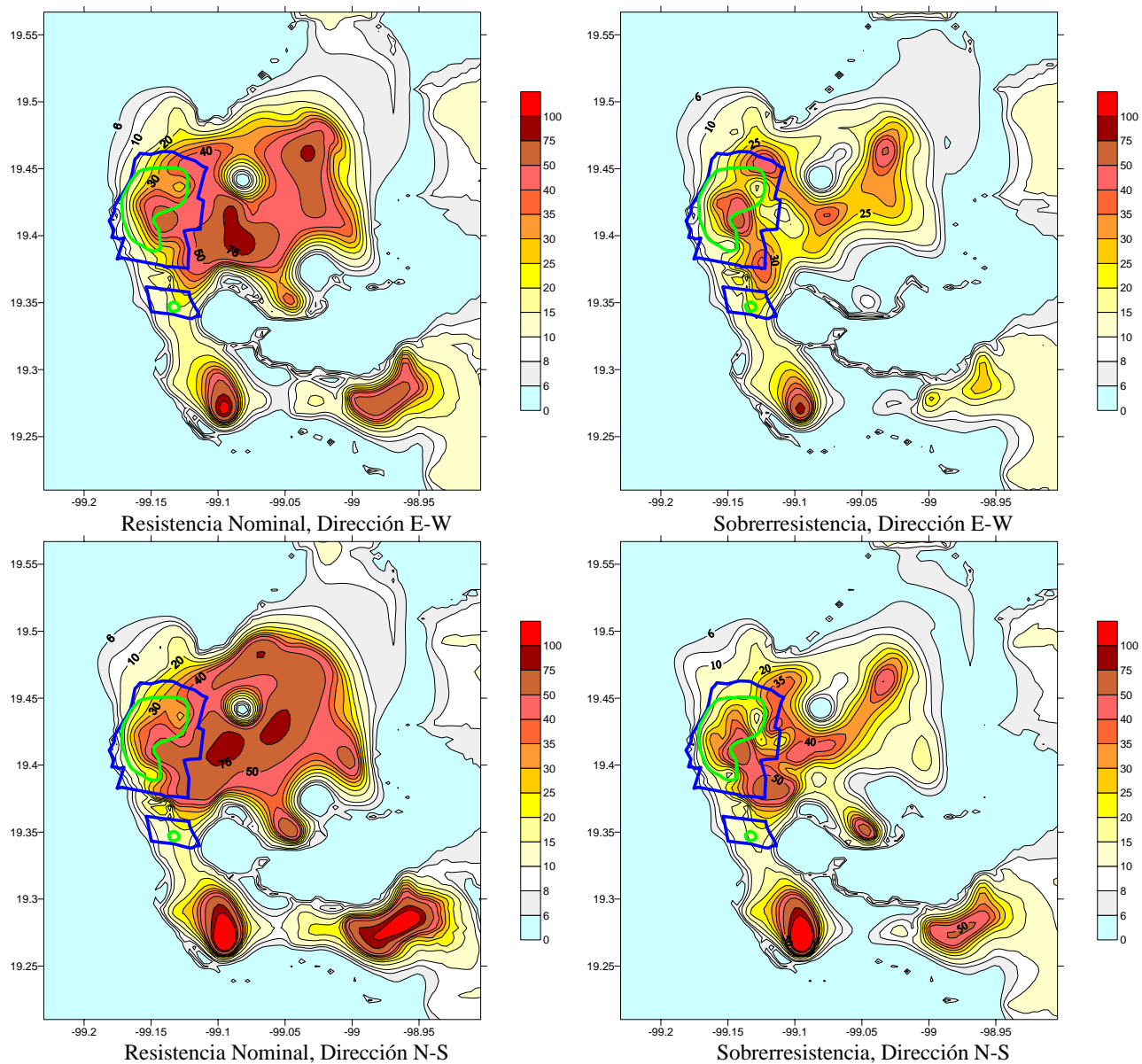


Figura 7.23. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

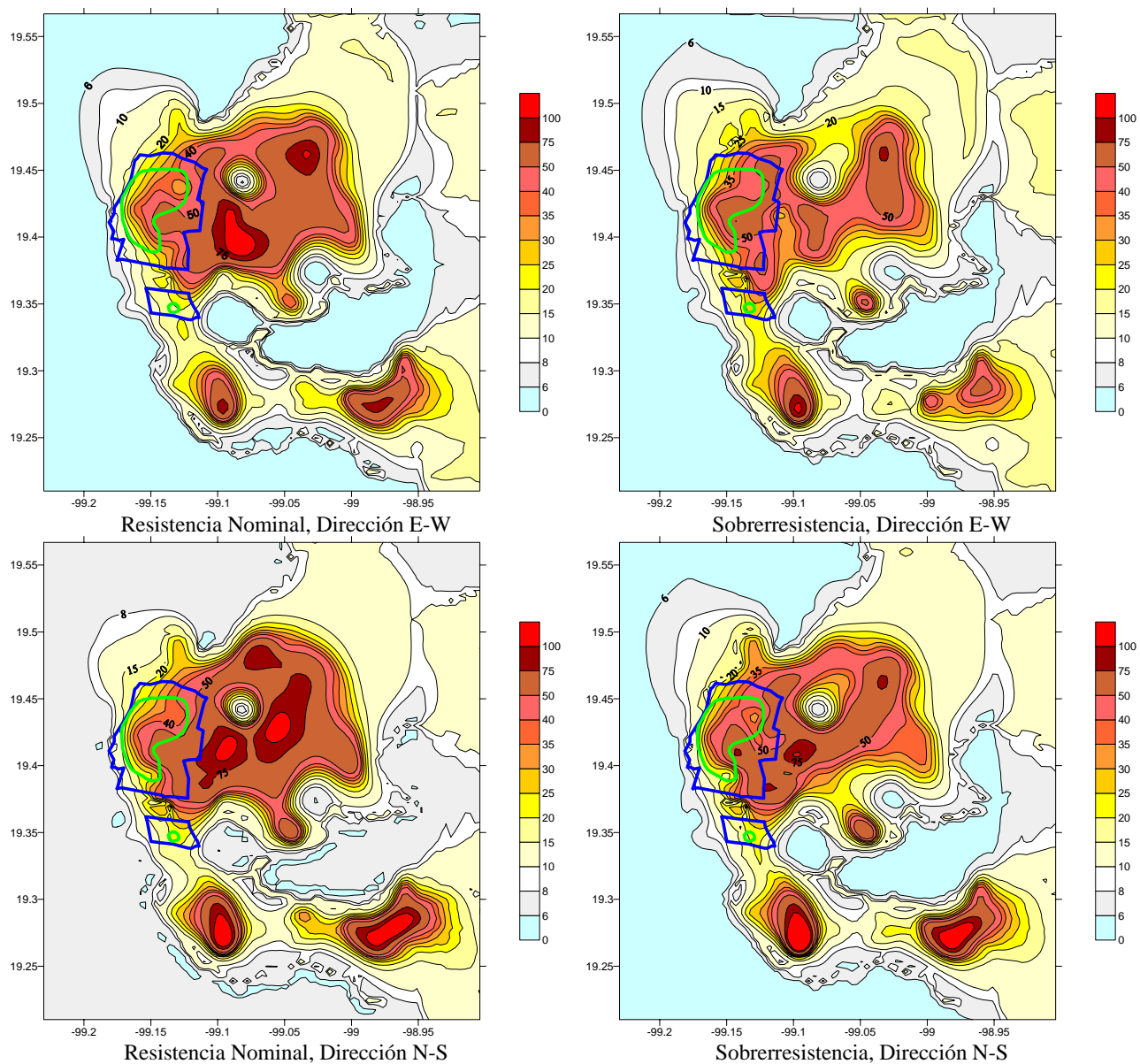


Figura 7.24. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

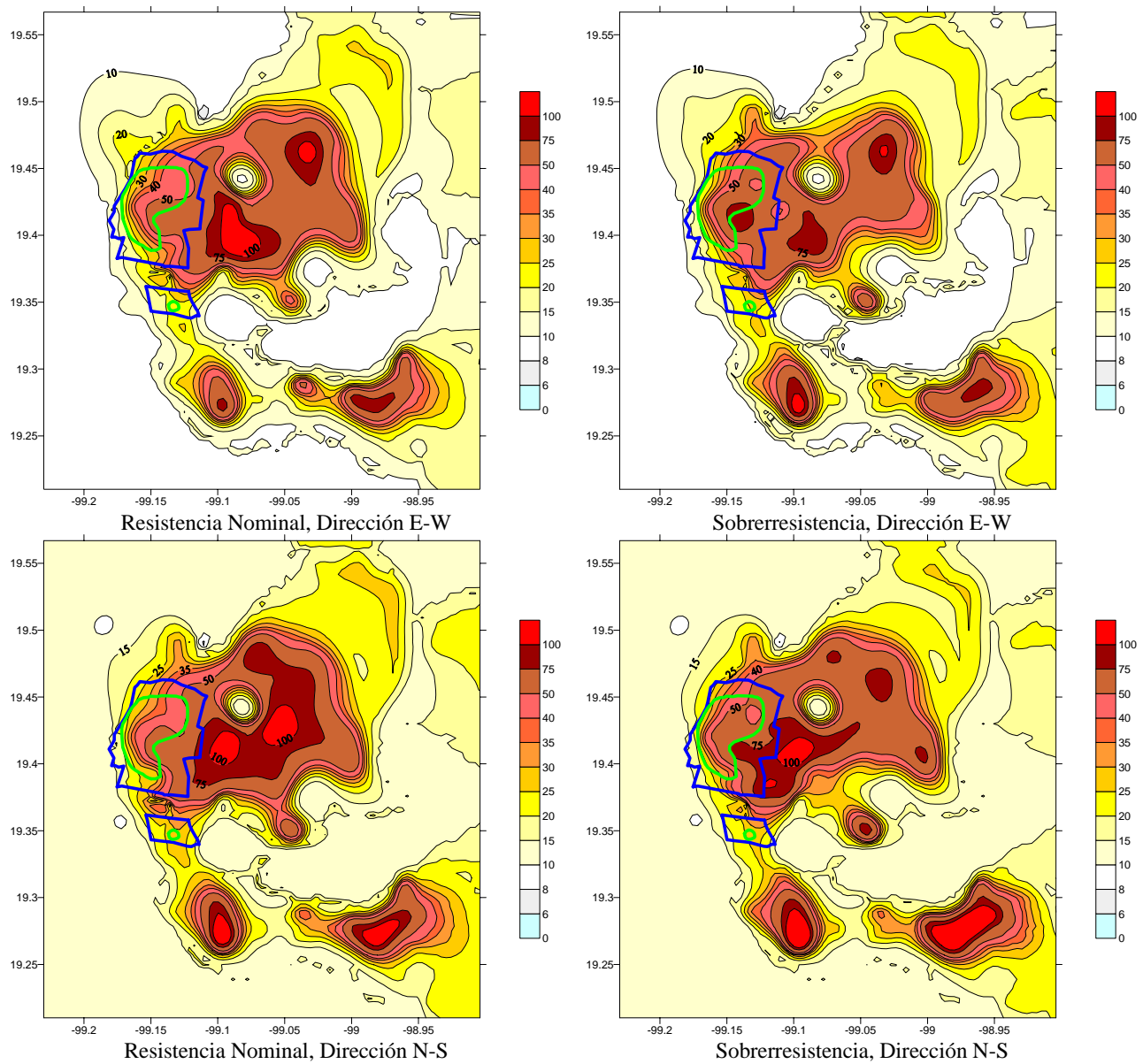


Figura 7.25. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1957, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

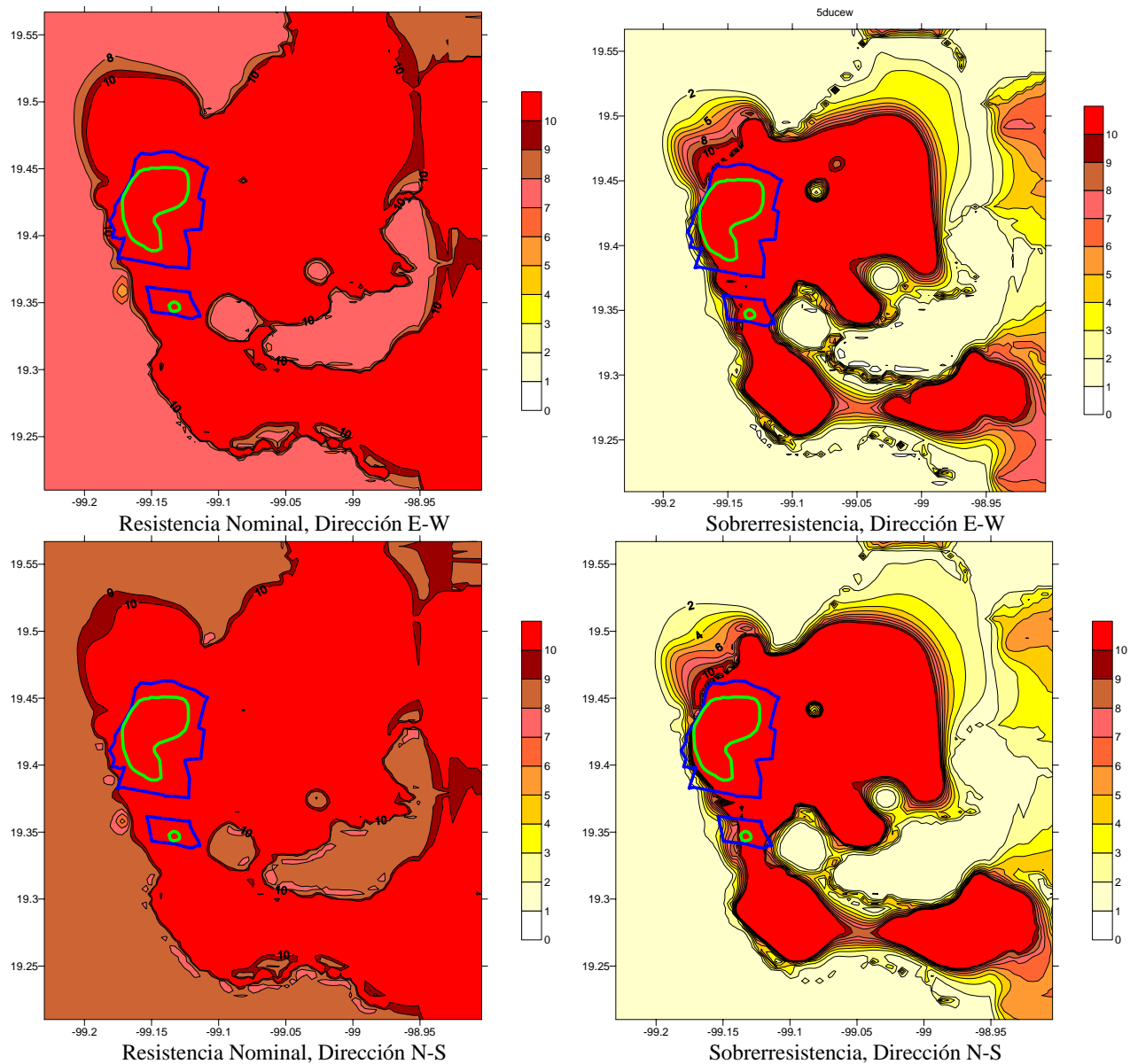


Figura 7.26. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

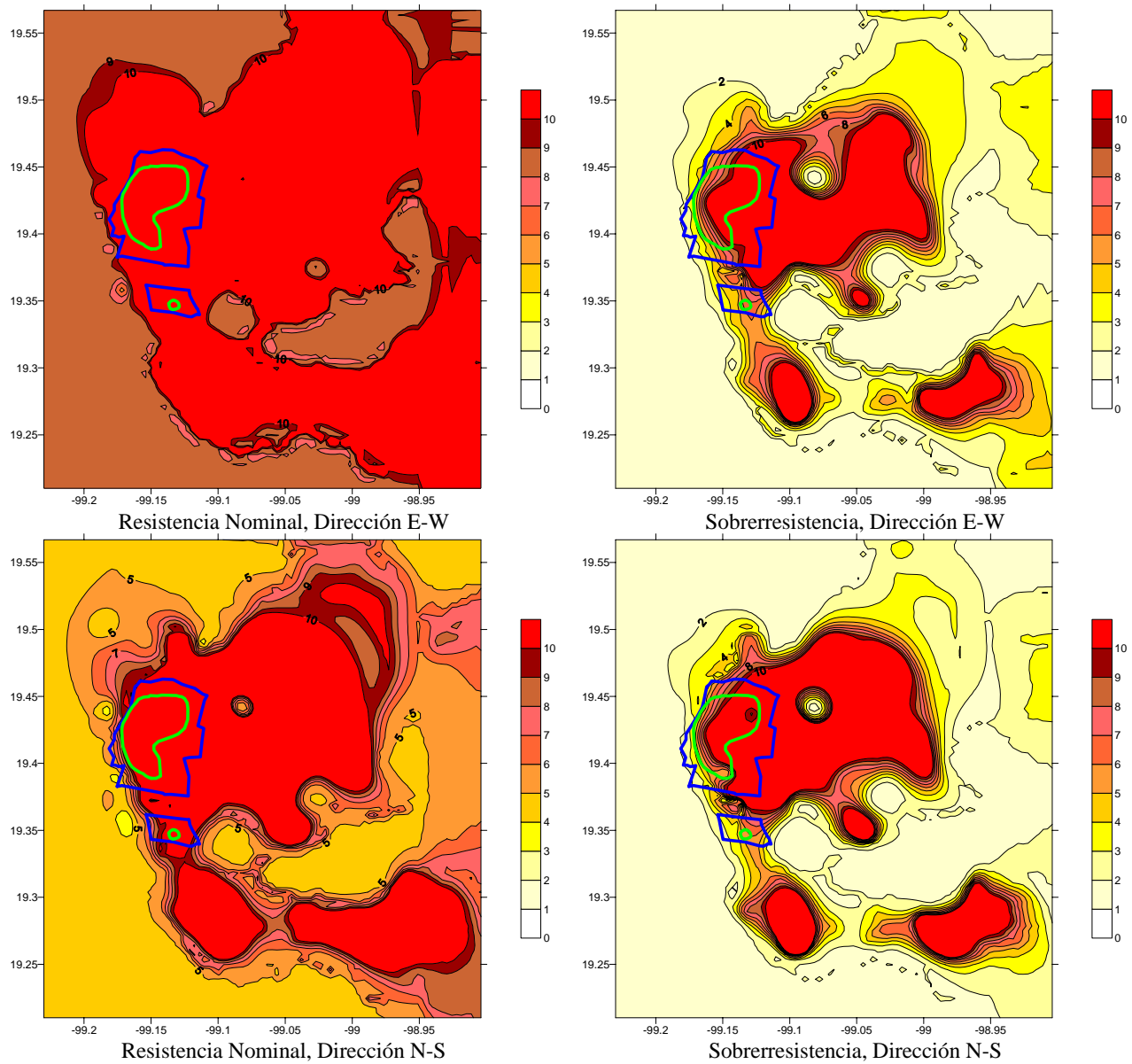


Figura 7.27. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E = 1$ seg.

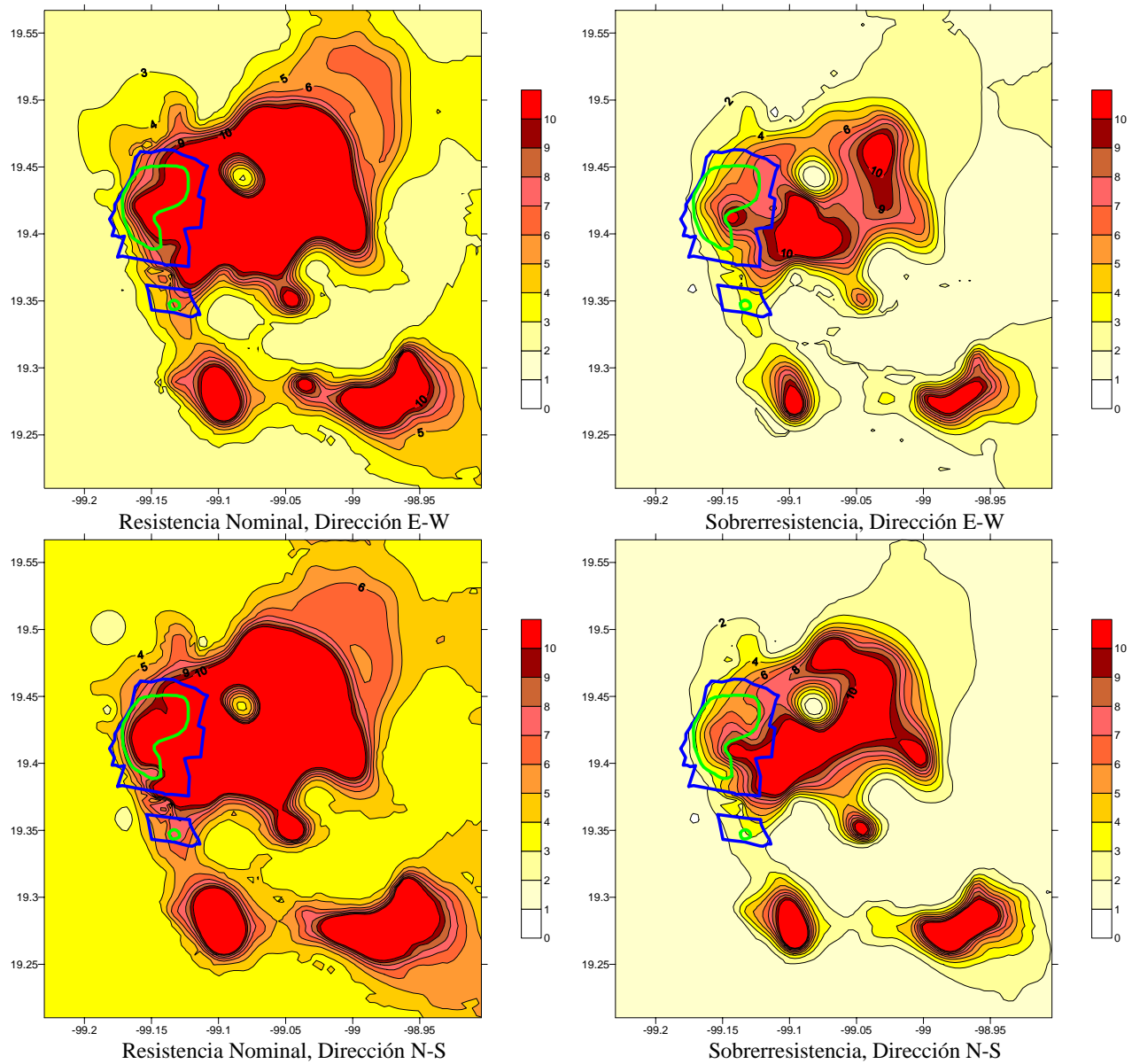


Figura 7.28. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

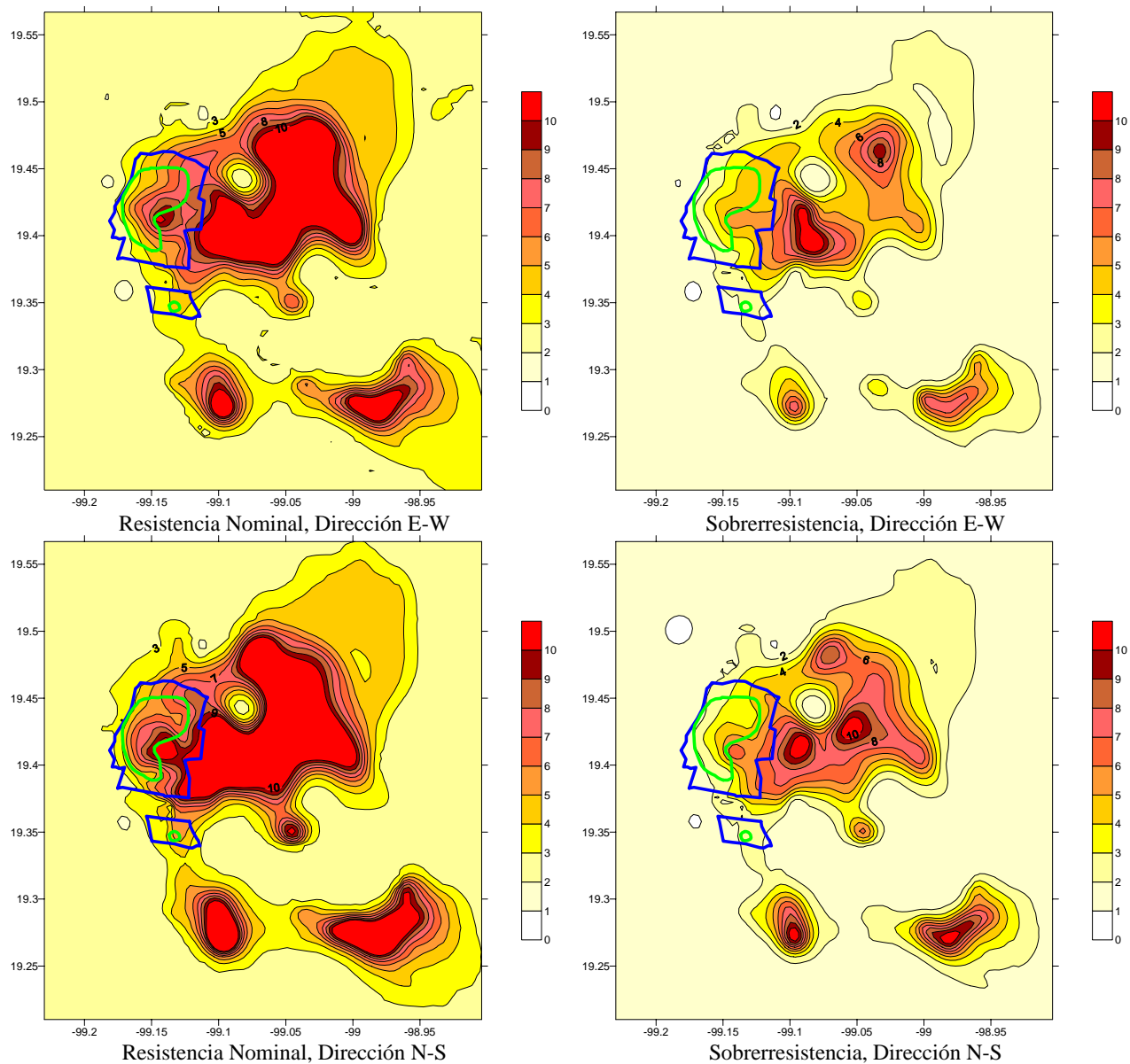


Figura 7.29. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

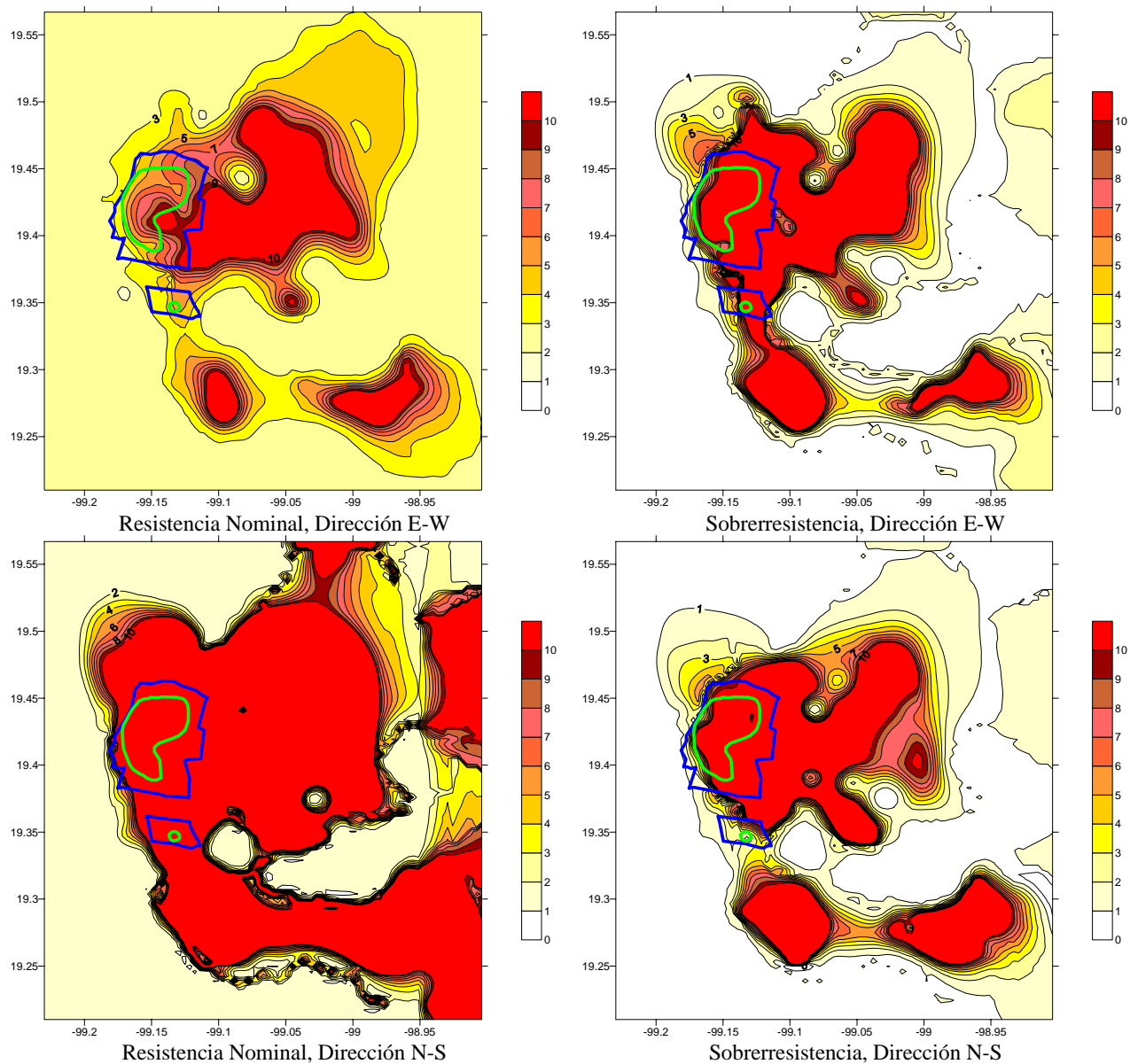


Figura 7.30. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E = 0.5$ seg.

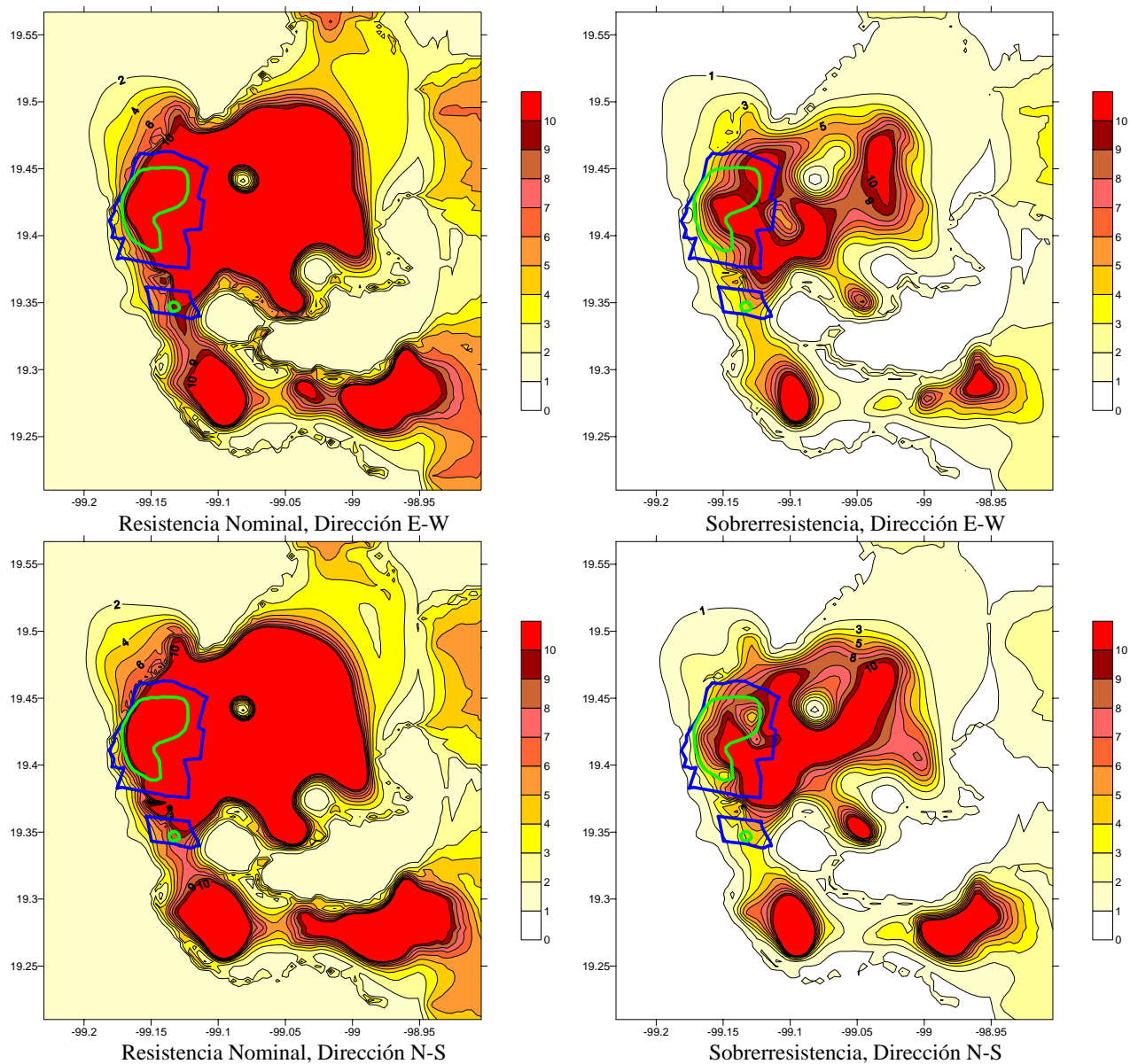


Figura 7.31. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

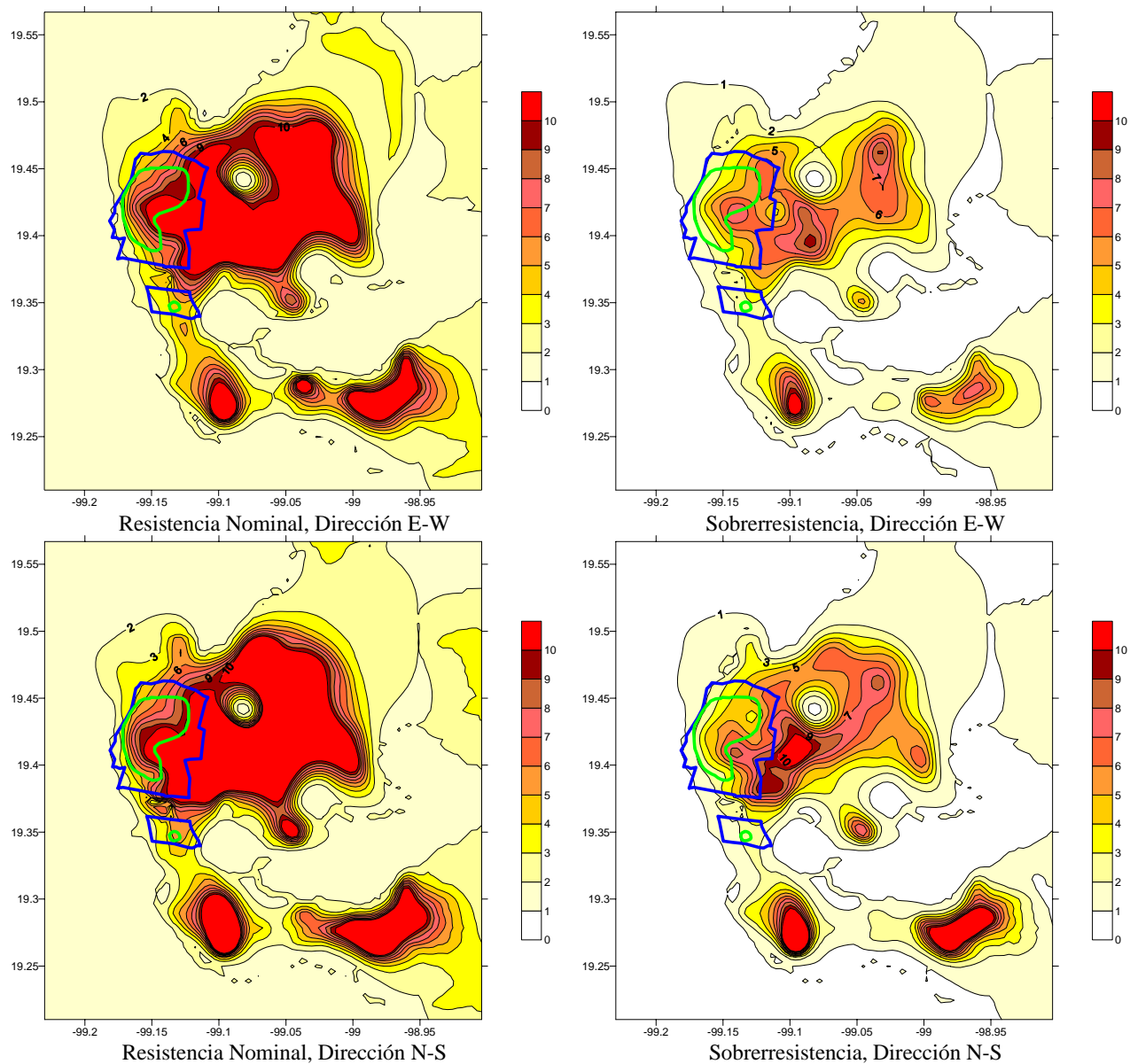


Figura 7.32. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

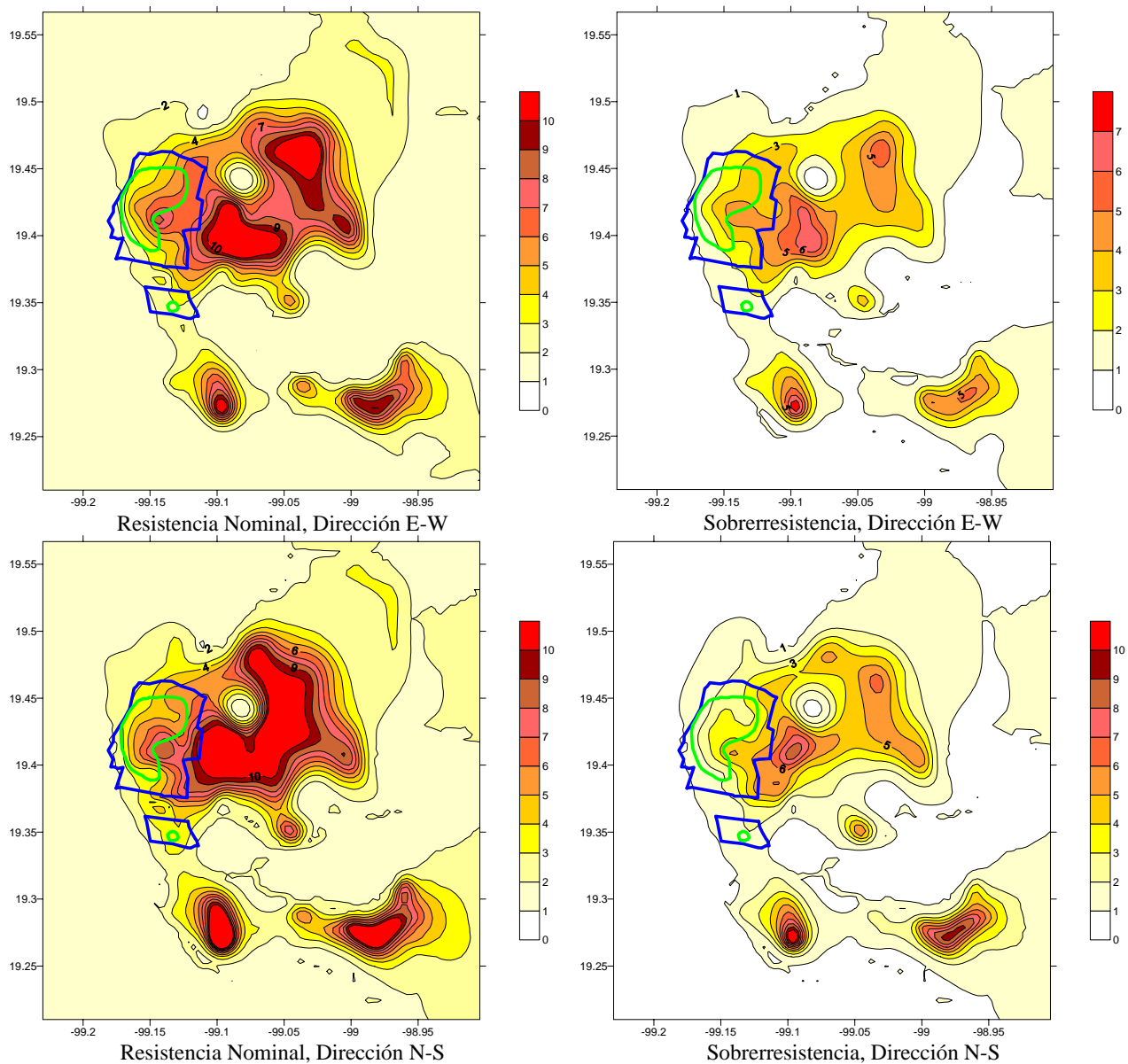


Figura 7.33. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

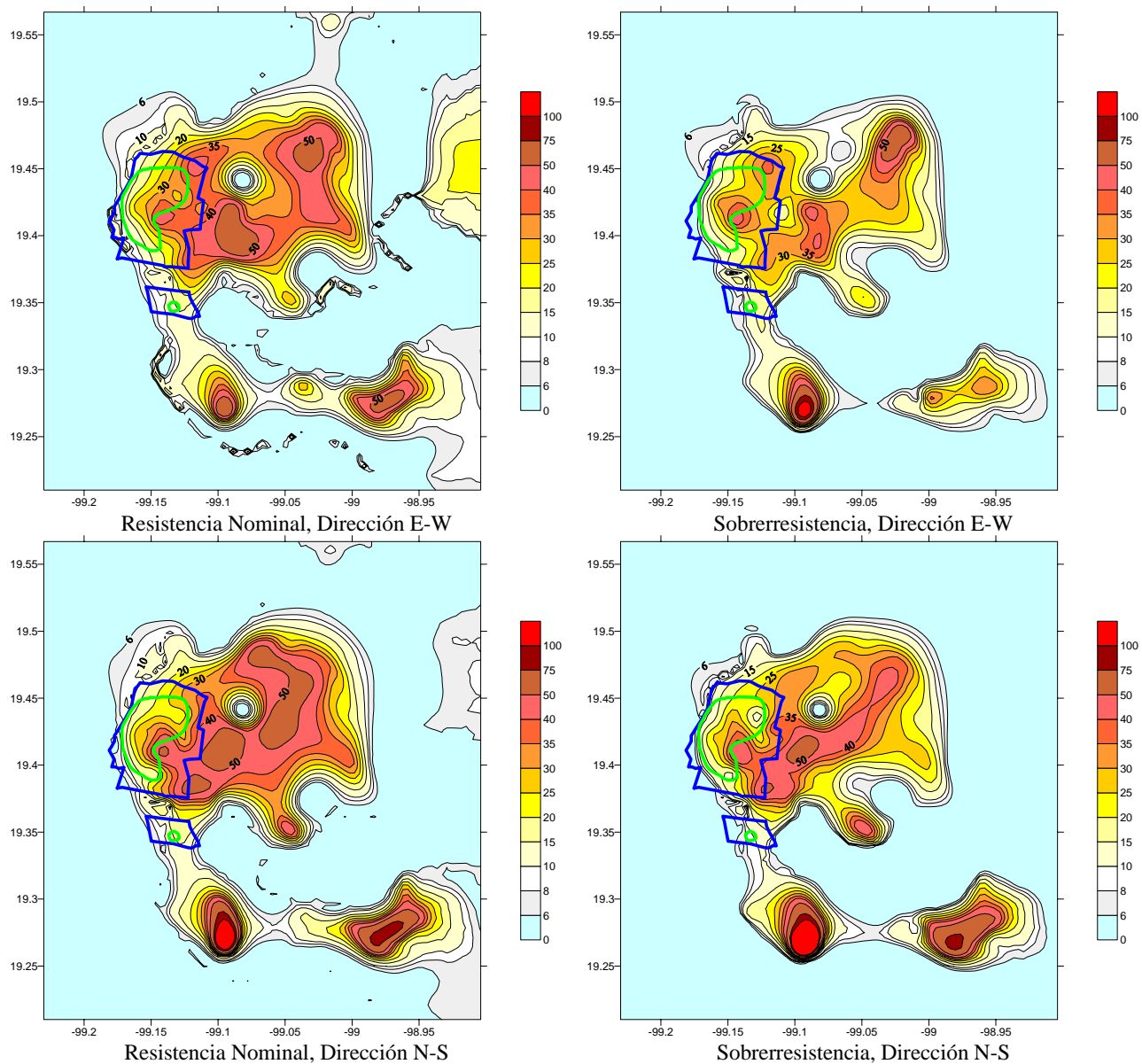


Figura 7.34. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

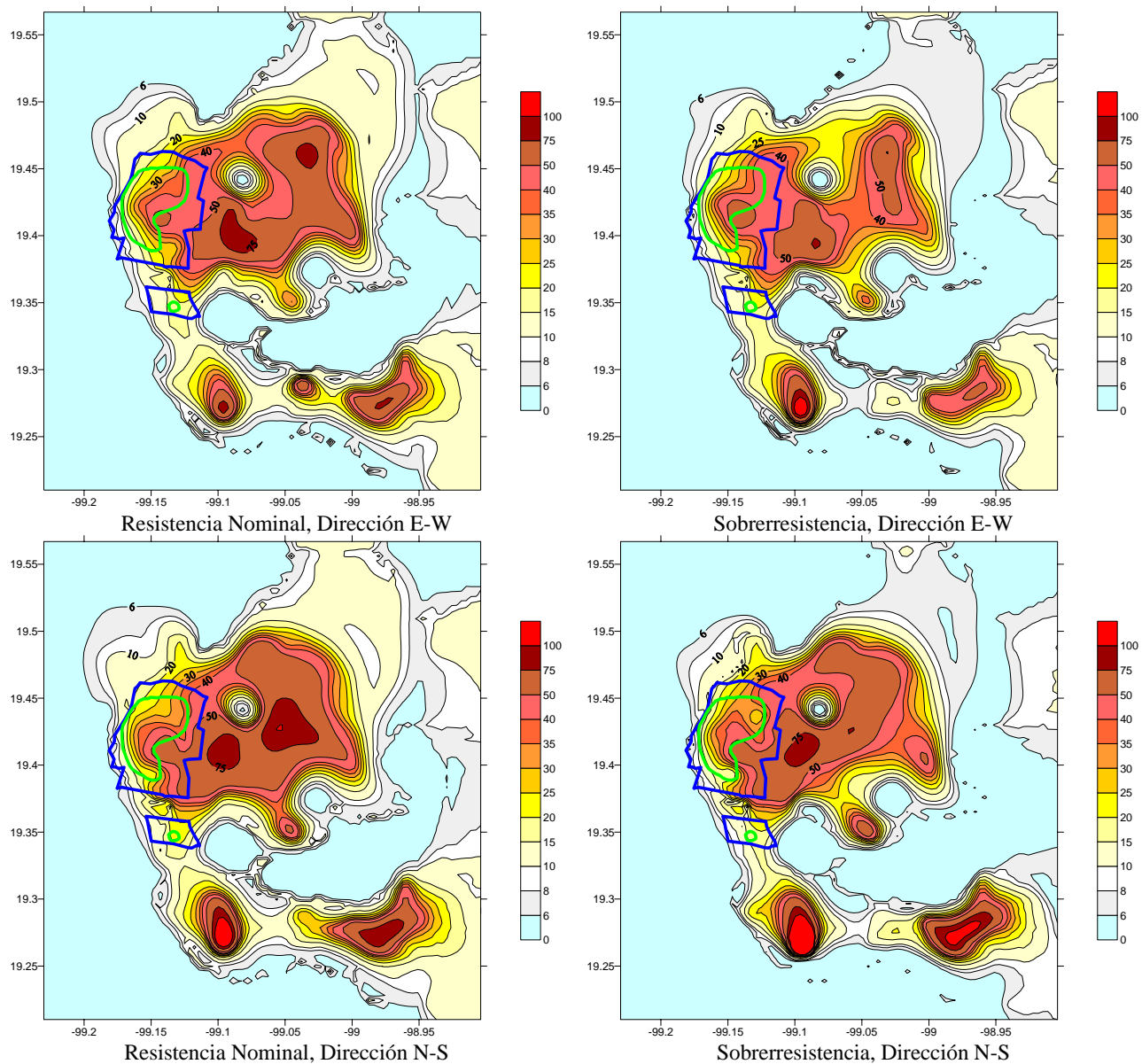


Figura 7.35. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

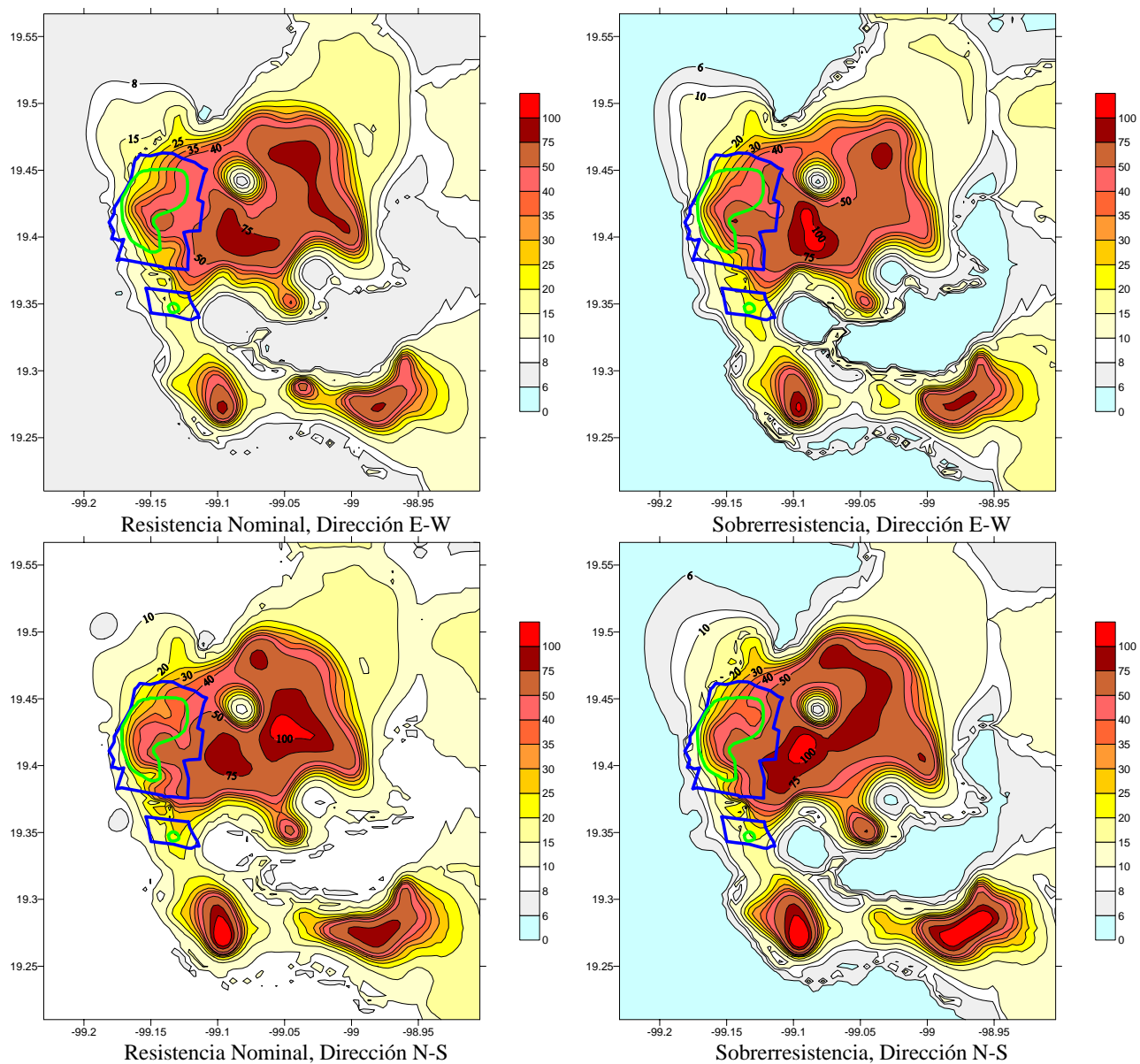


Figura 7.36. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

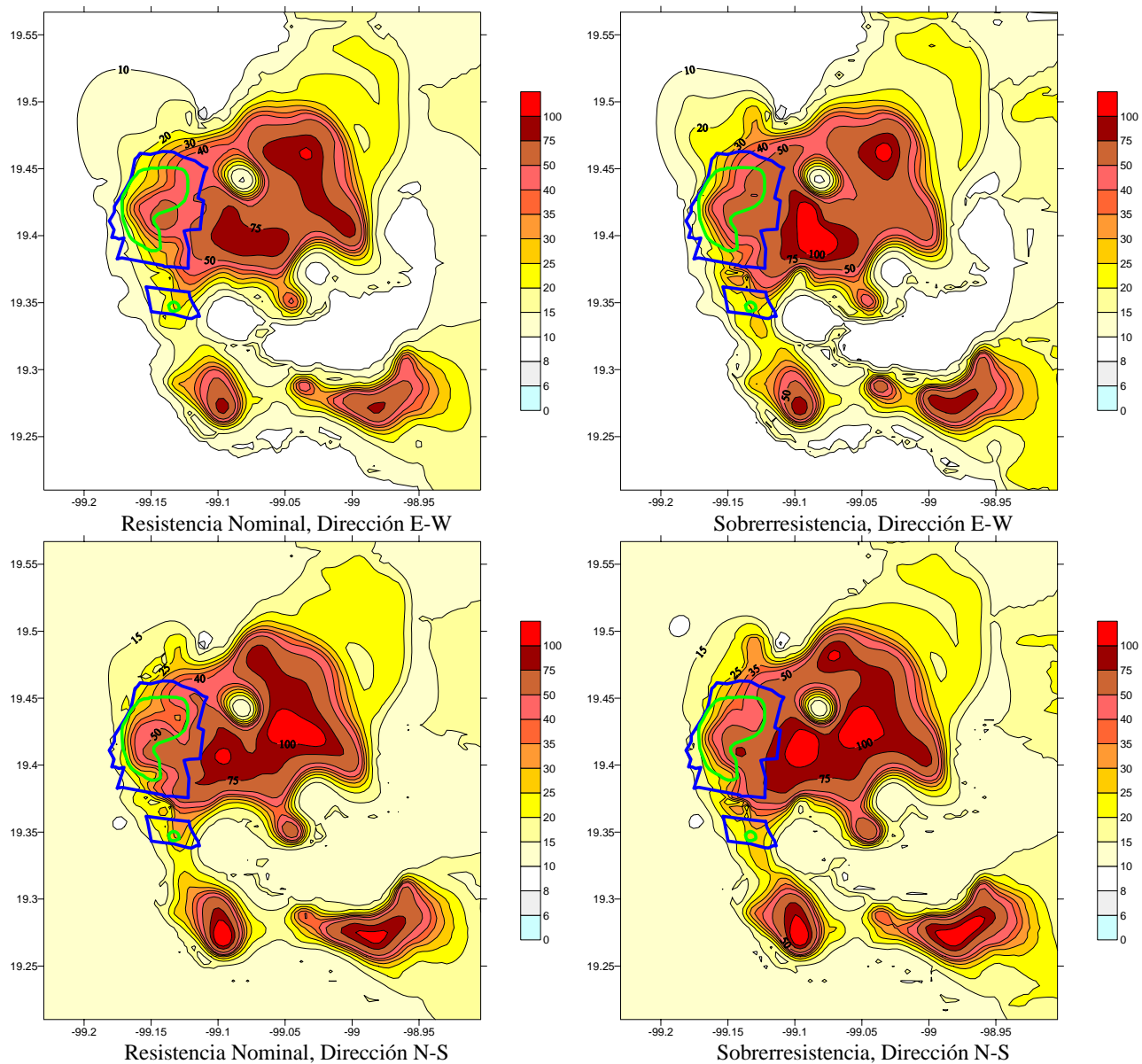


Figura 7.37. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B1, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

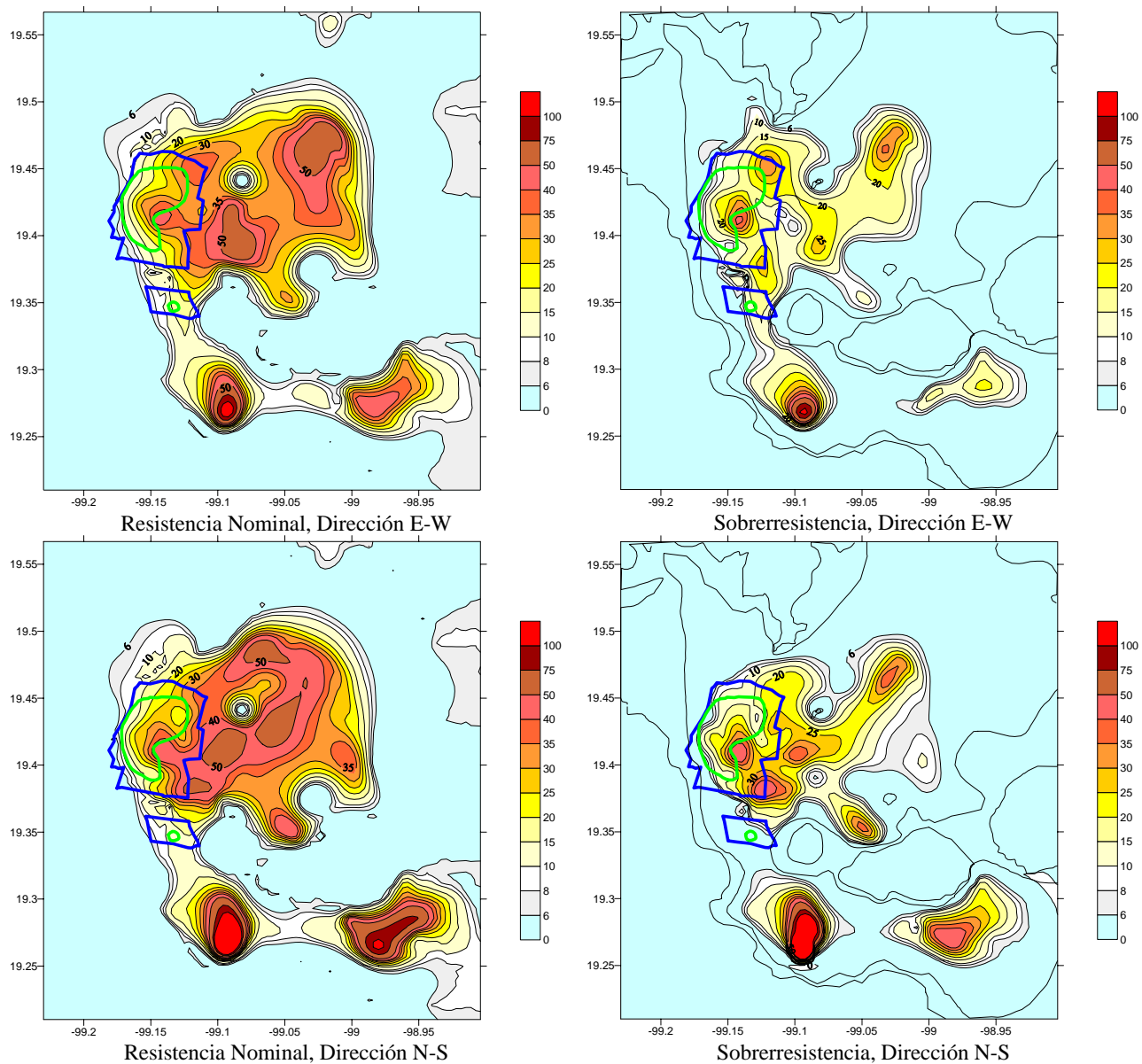


Figura 7.38. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

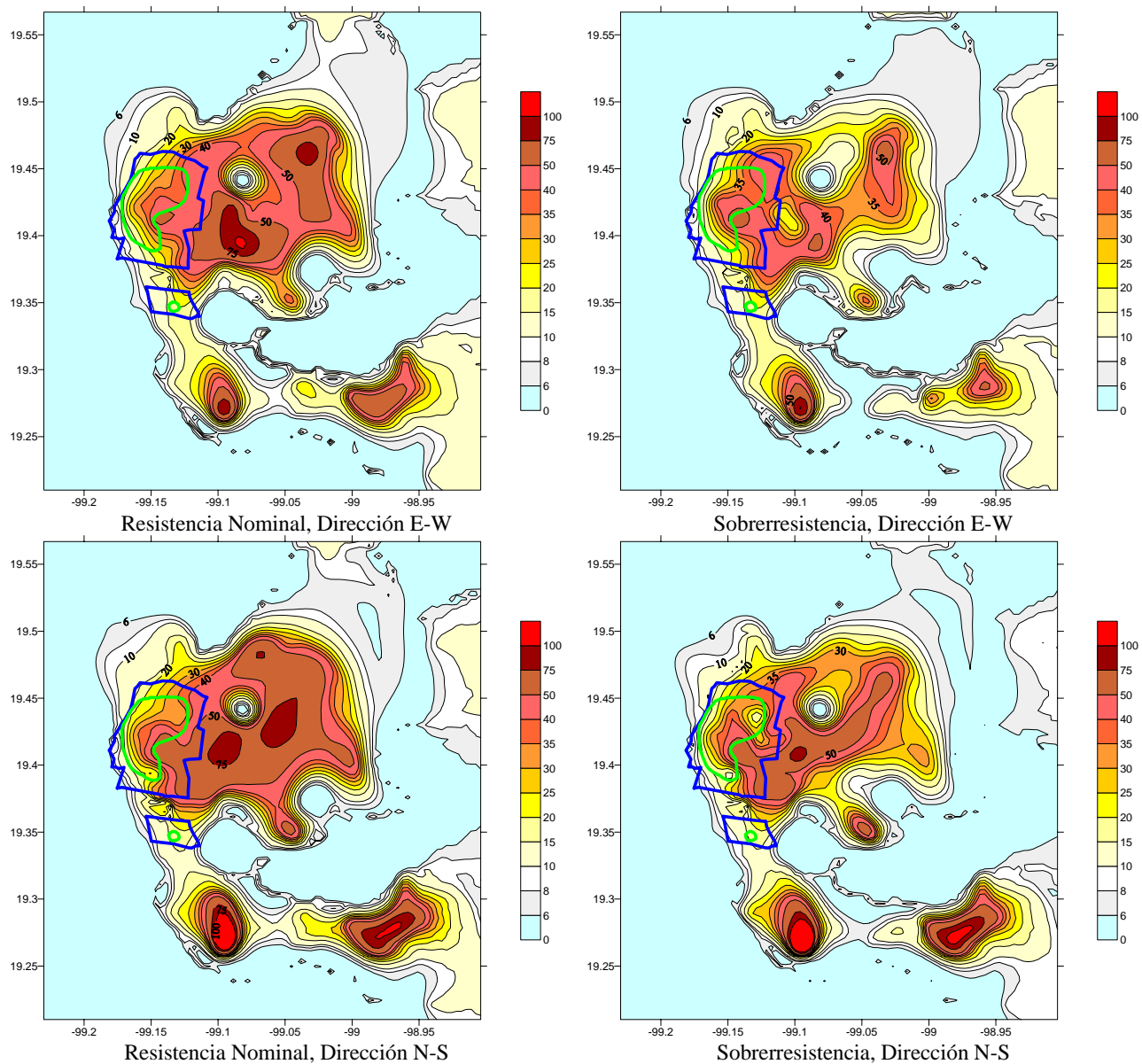


Figura 7.39. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

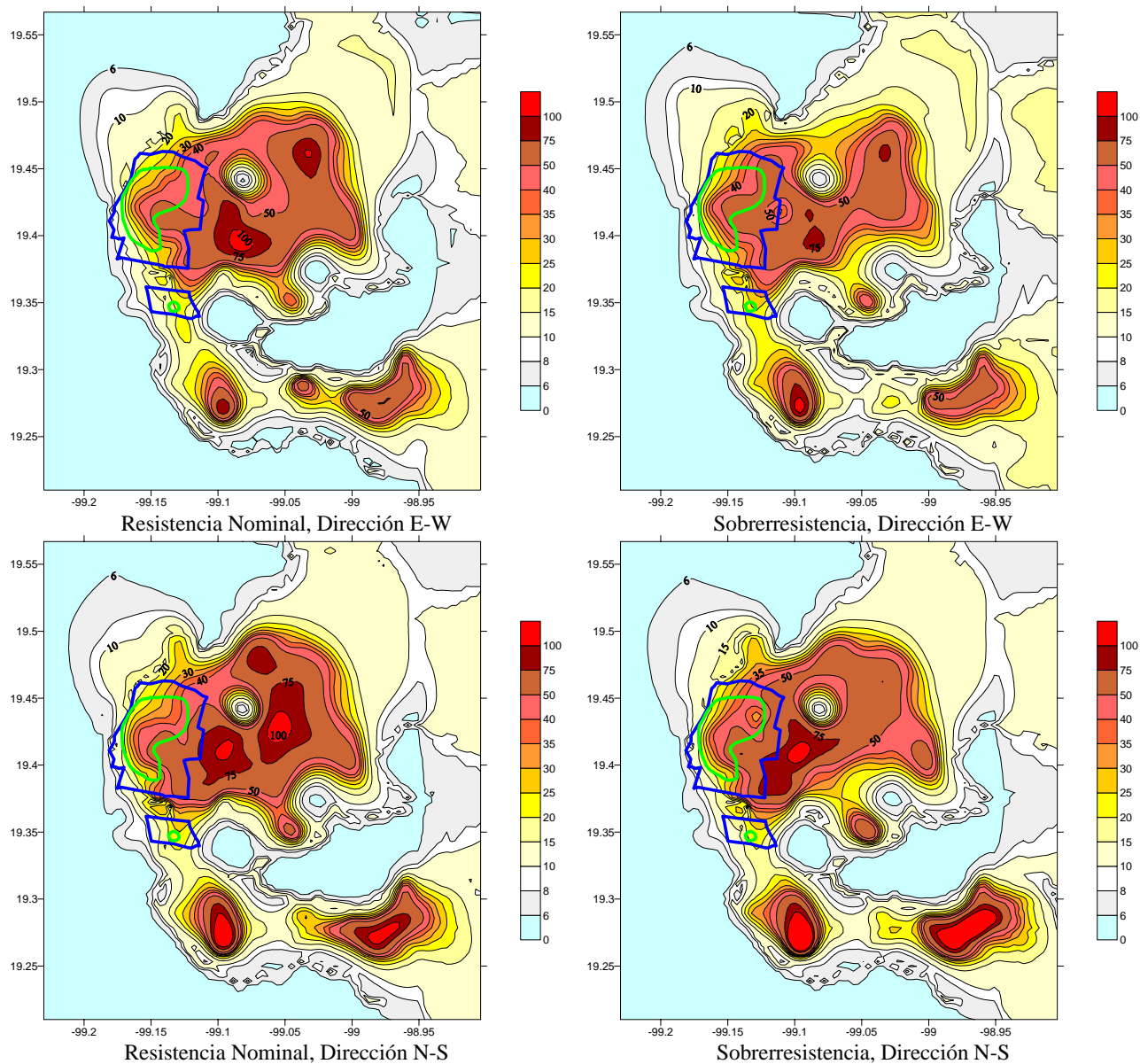


Figura 7.40. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

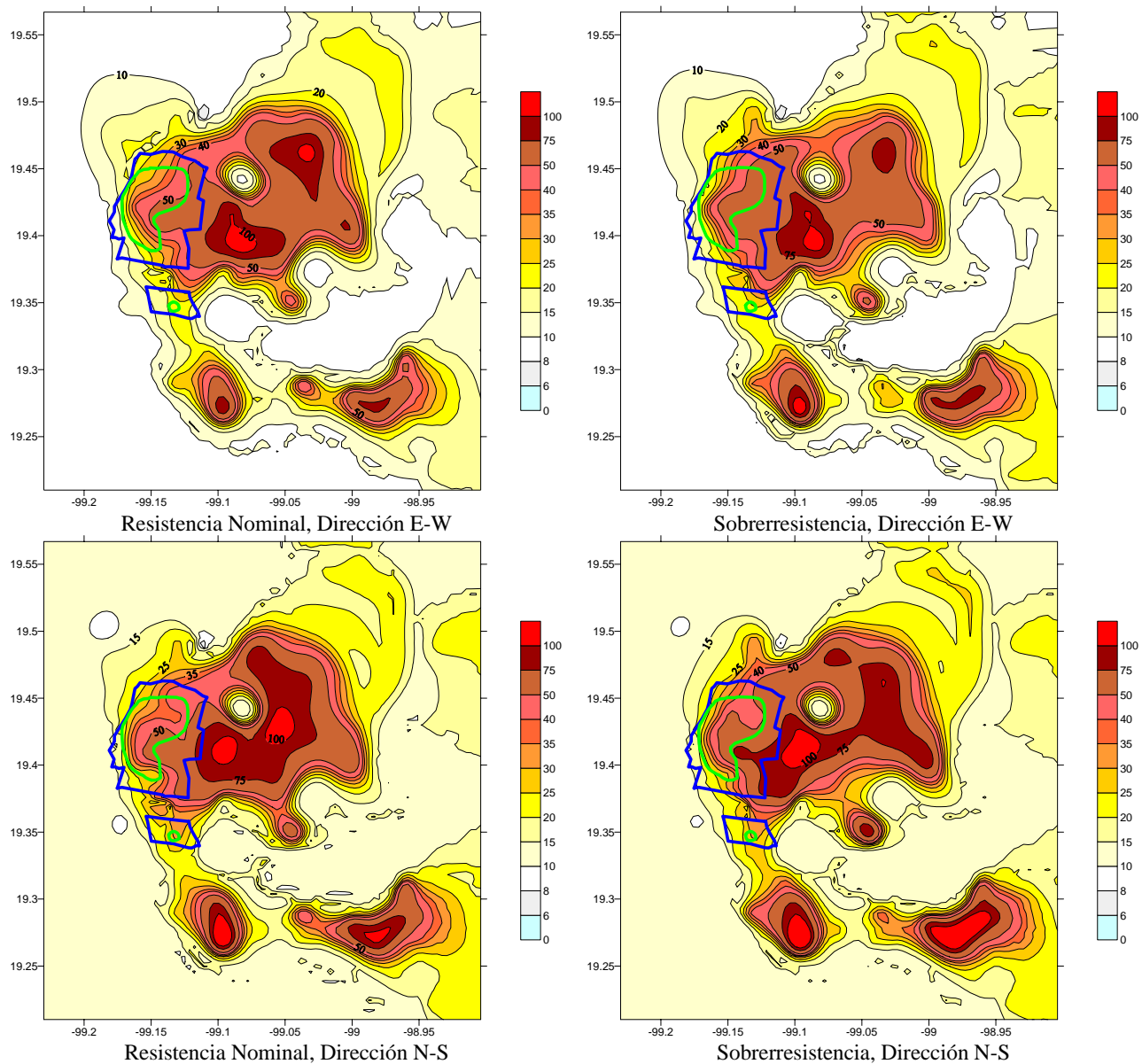


Figura 7.41. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1966, grupo B2, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

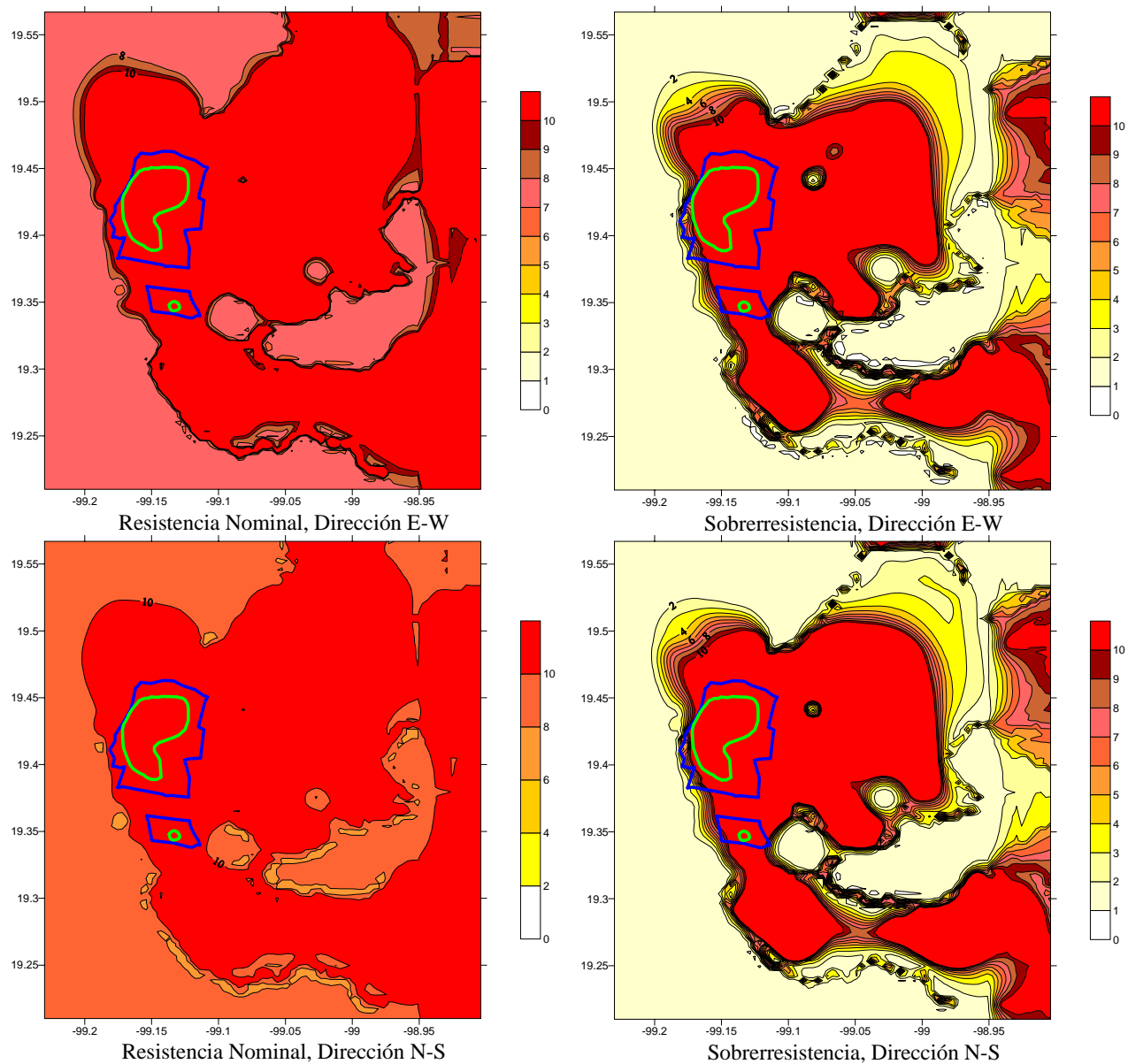


Figura 7.42. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

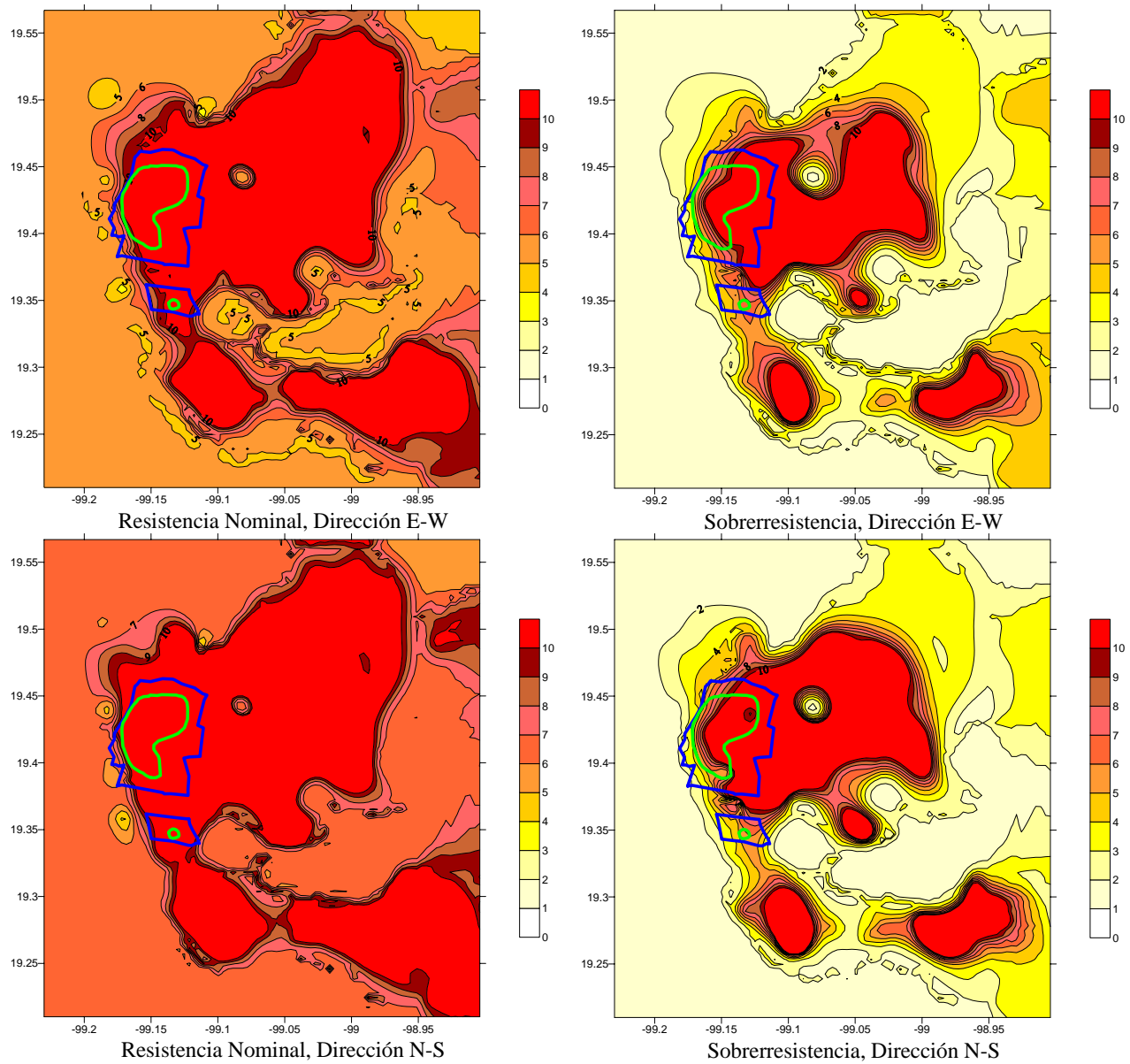


Figura 7.43. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

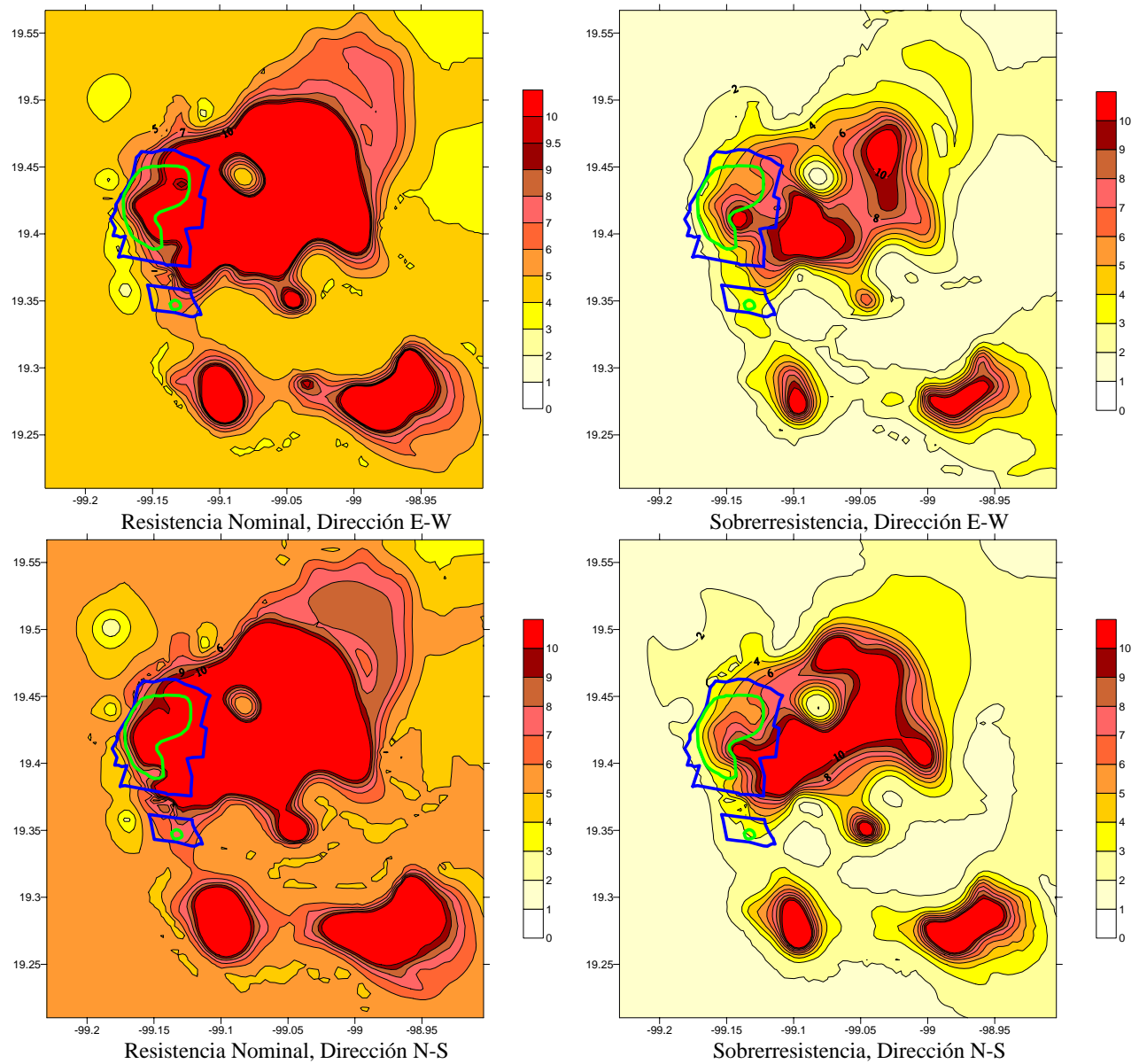


Figura 7.44. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

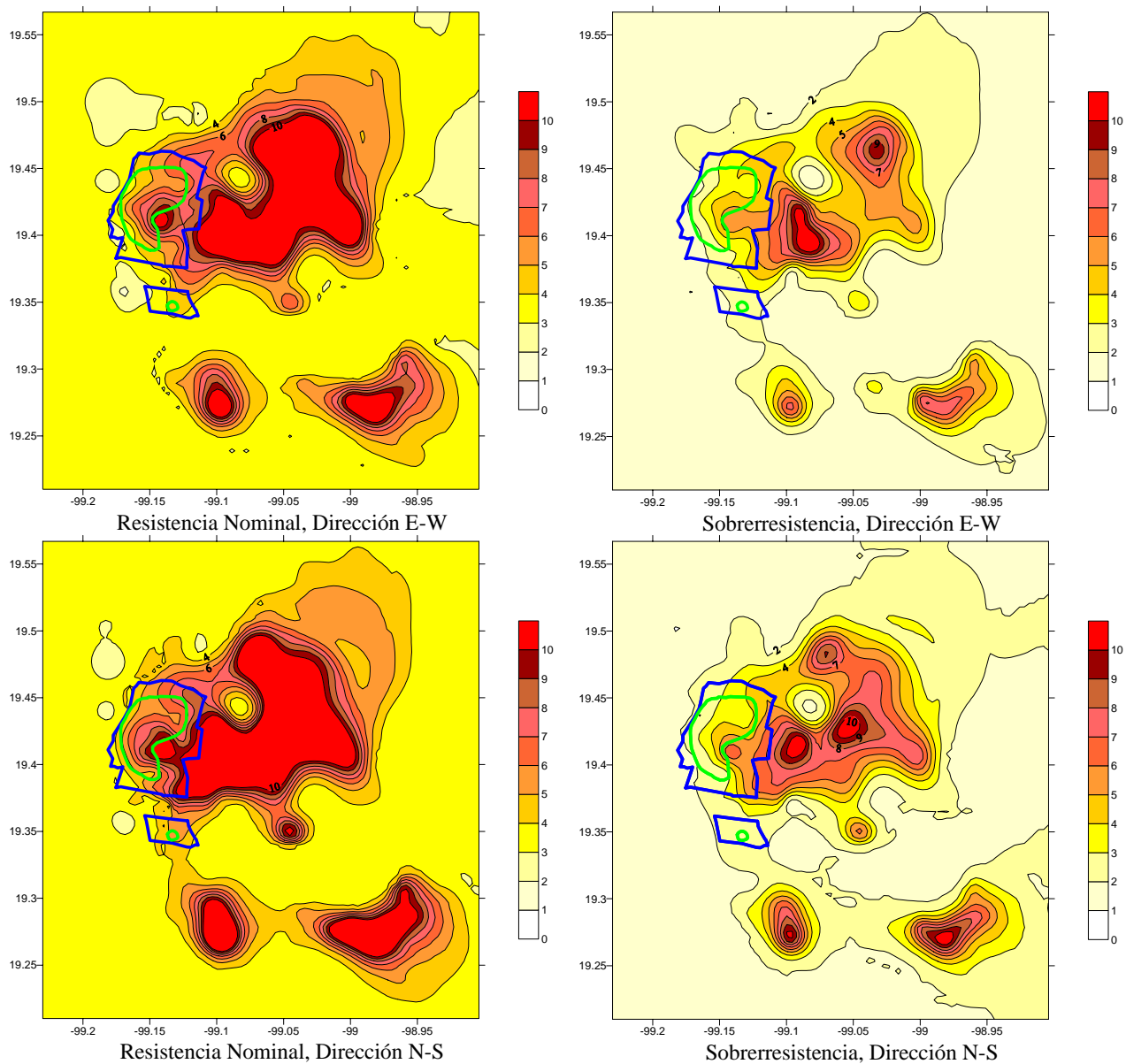


Figura 7.45. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

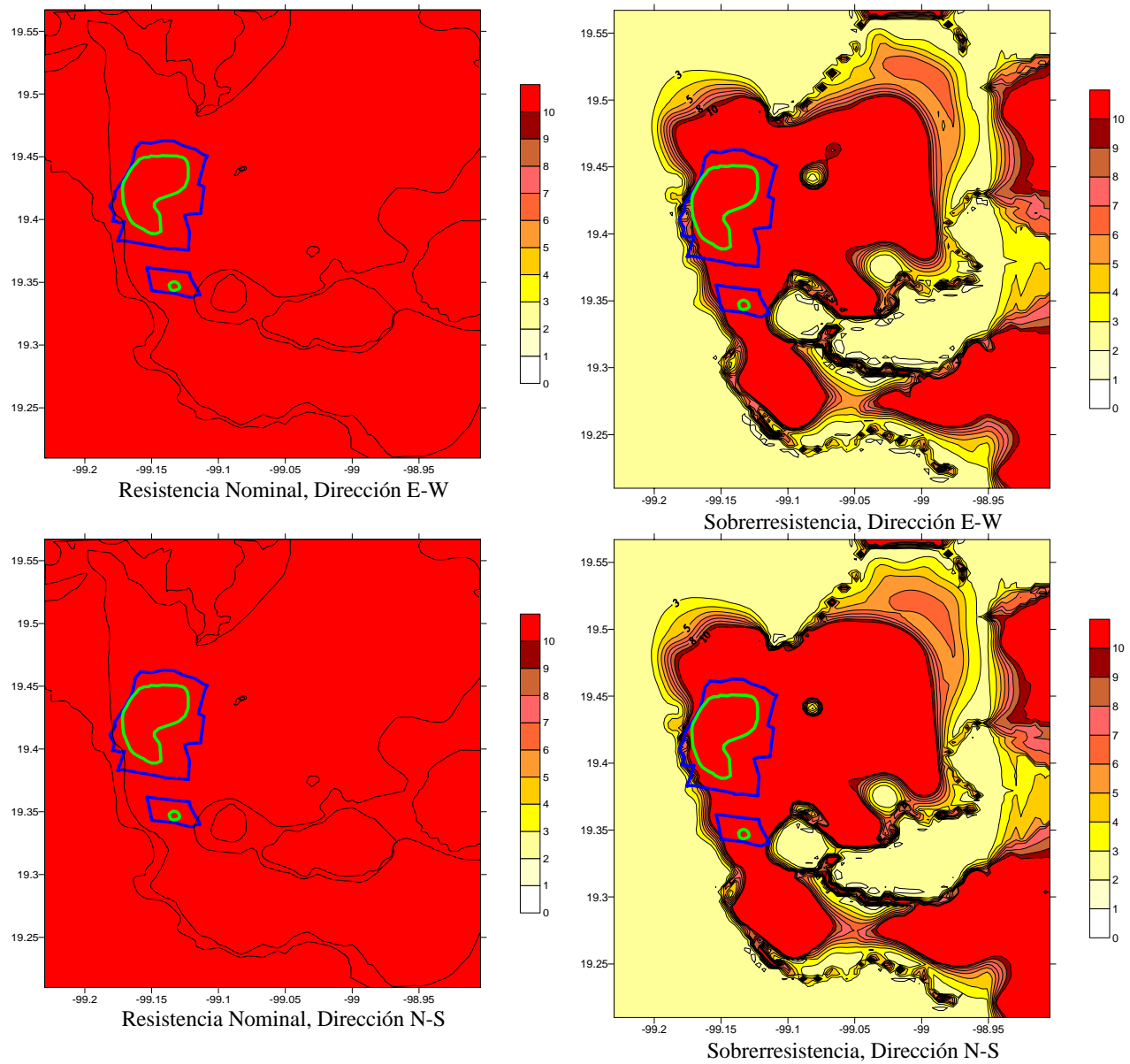


Figura 7.46. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

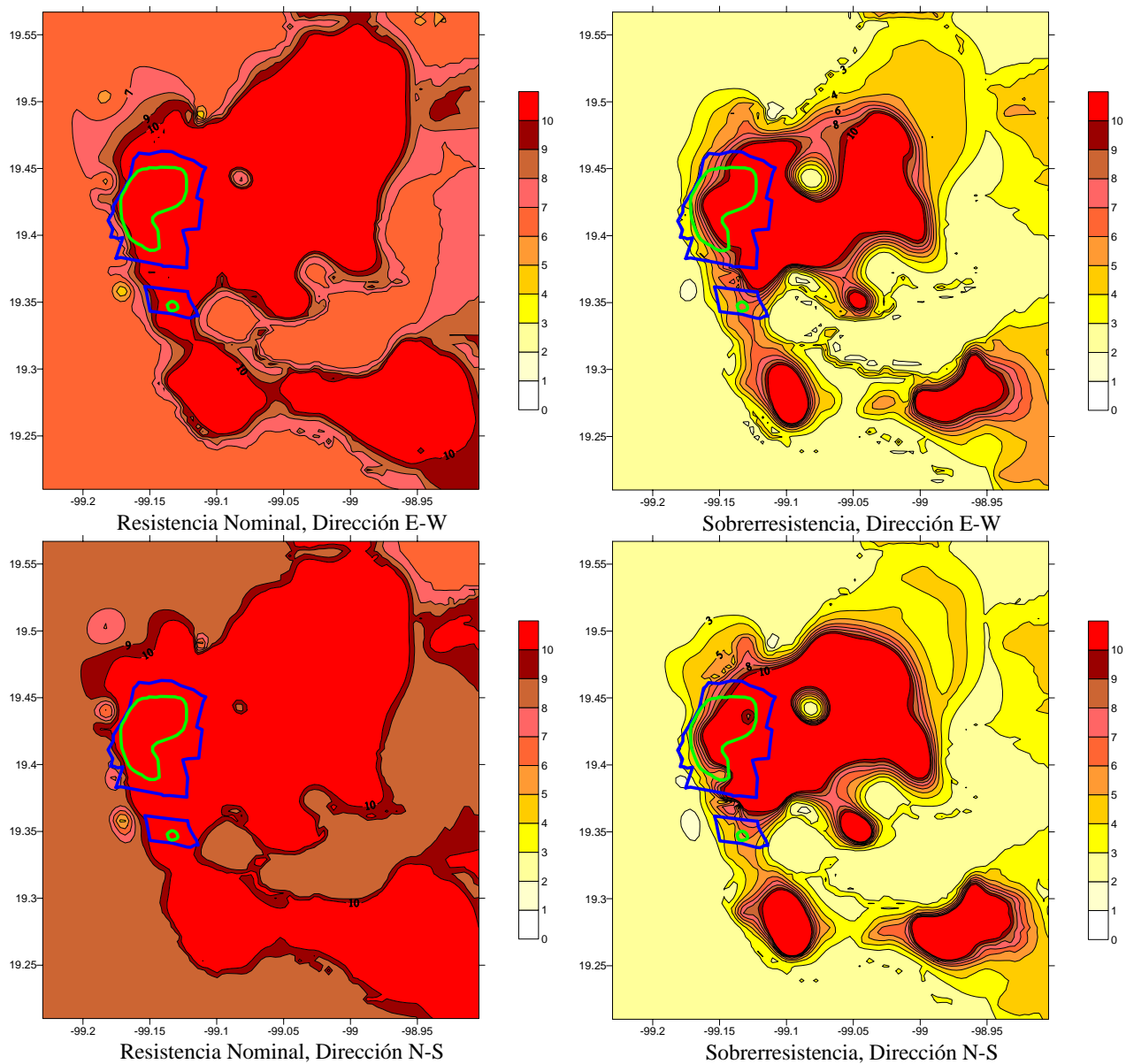


Figura 7.47. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

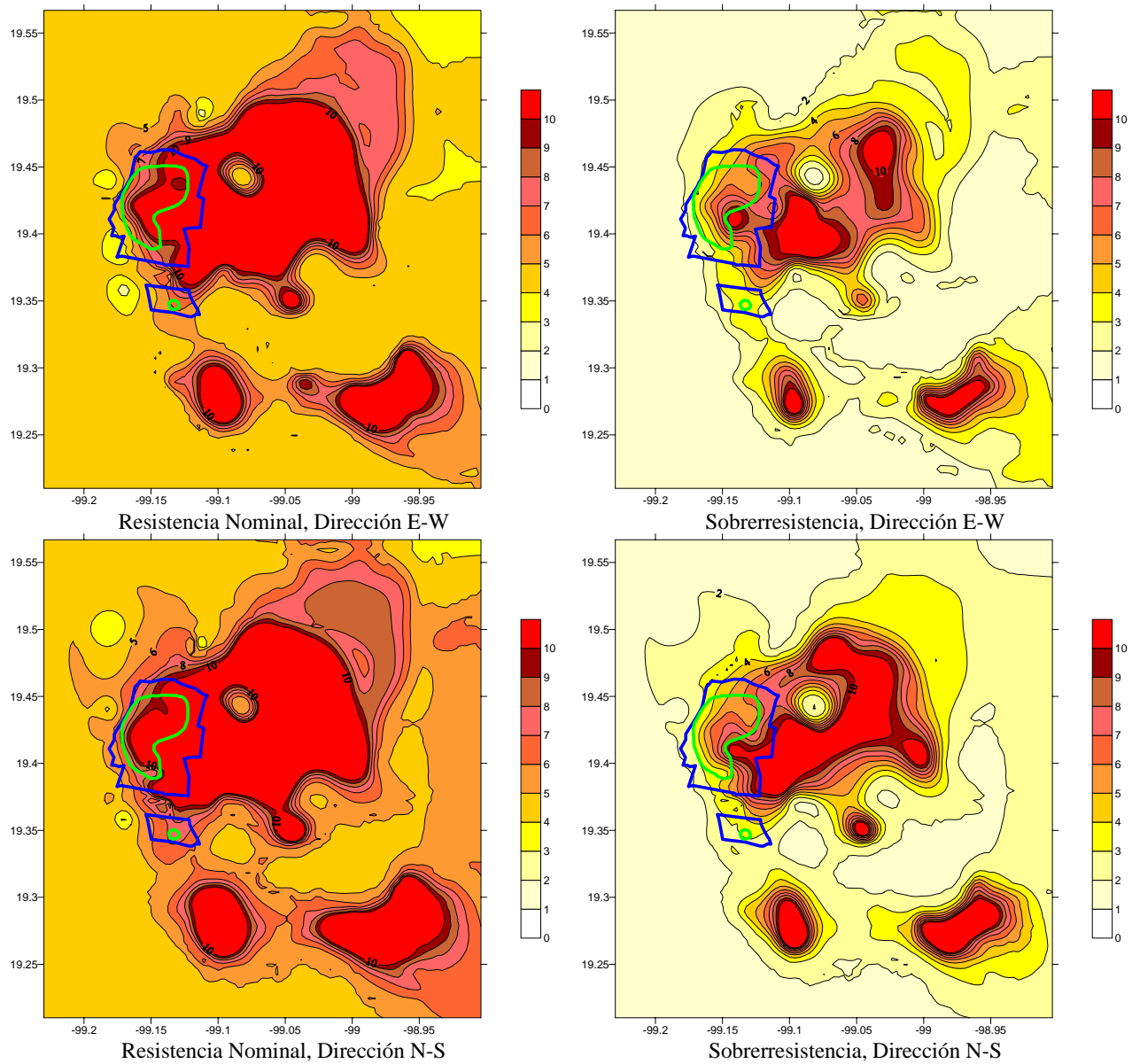


Figura 7.48. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

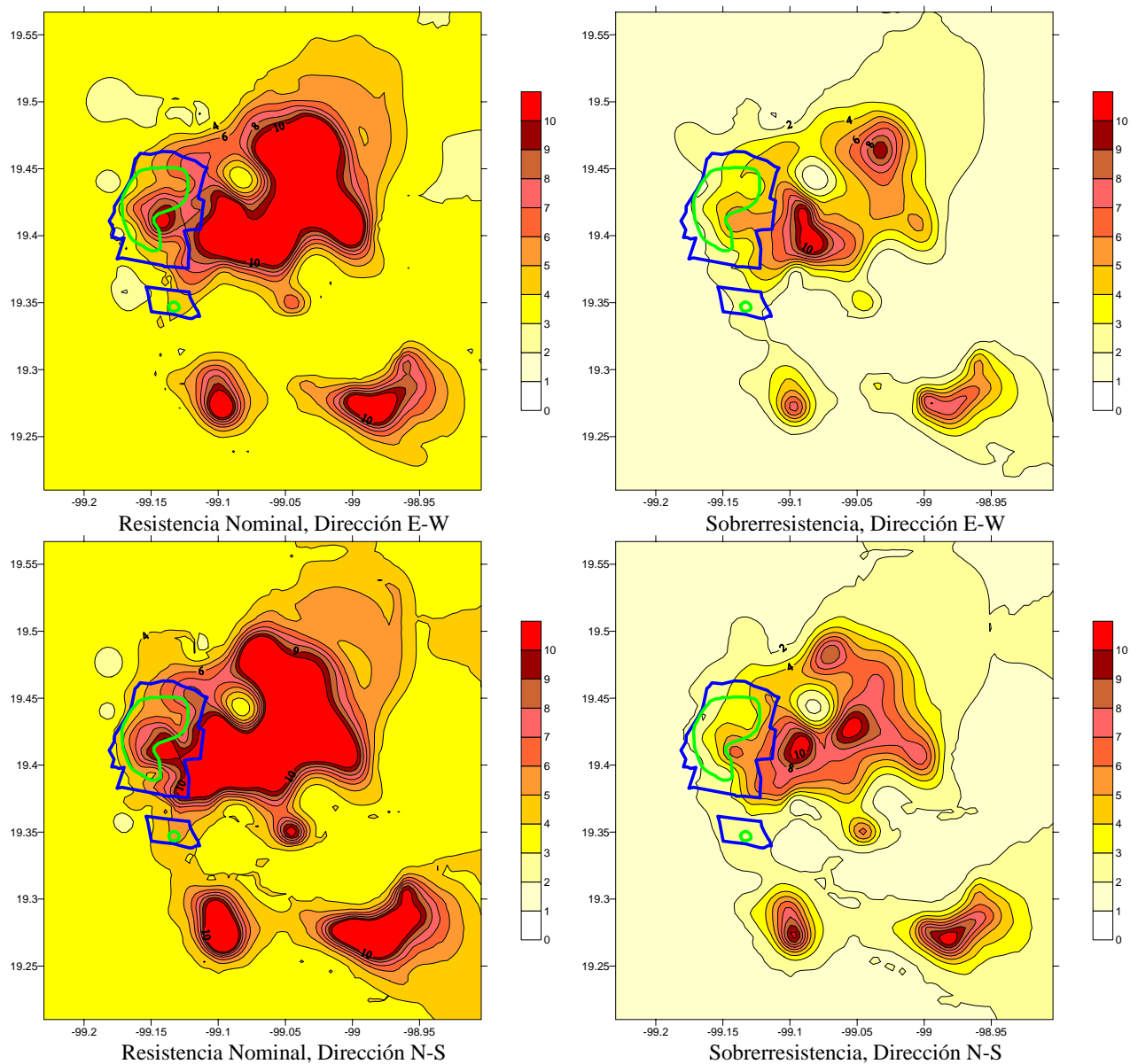


Figura 7.49. Mapas de isodemandas de ductilidad, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

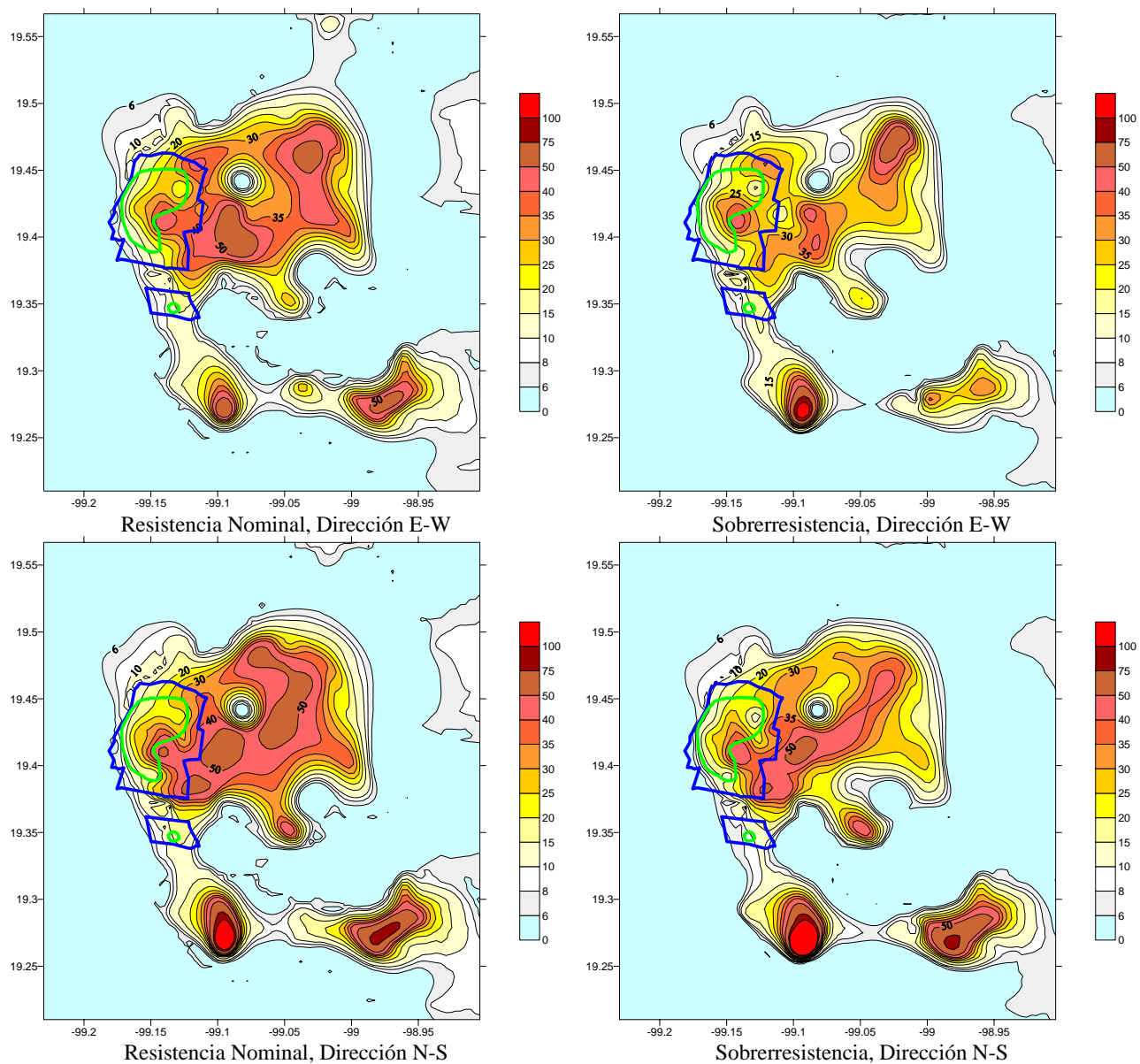


Figura 7.50. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

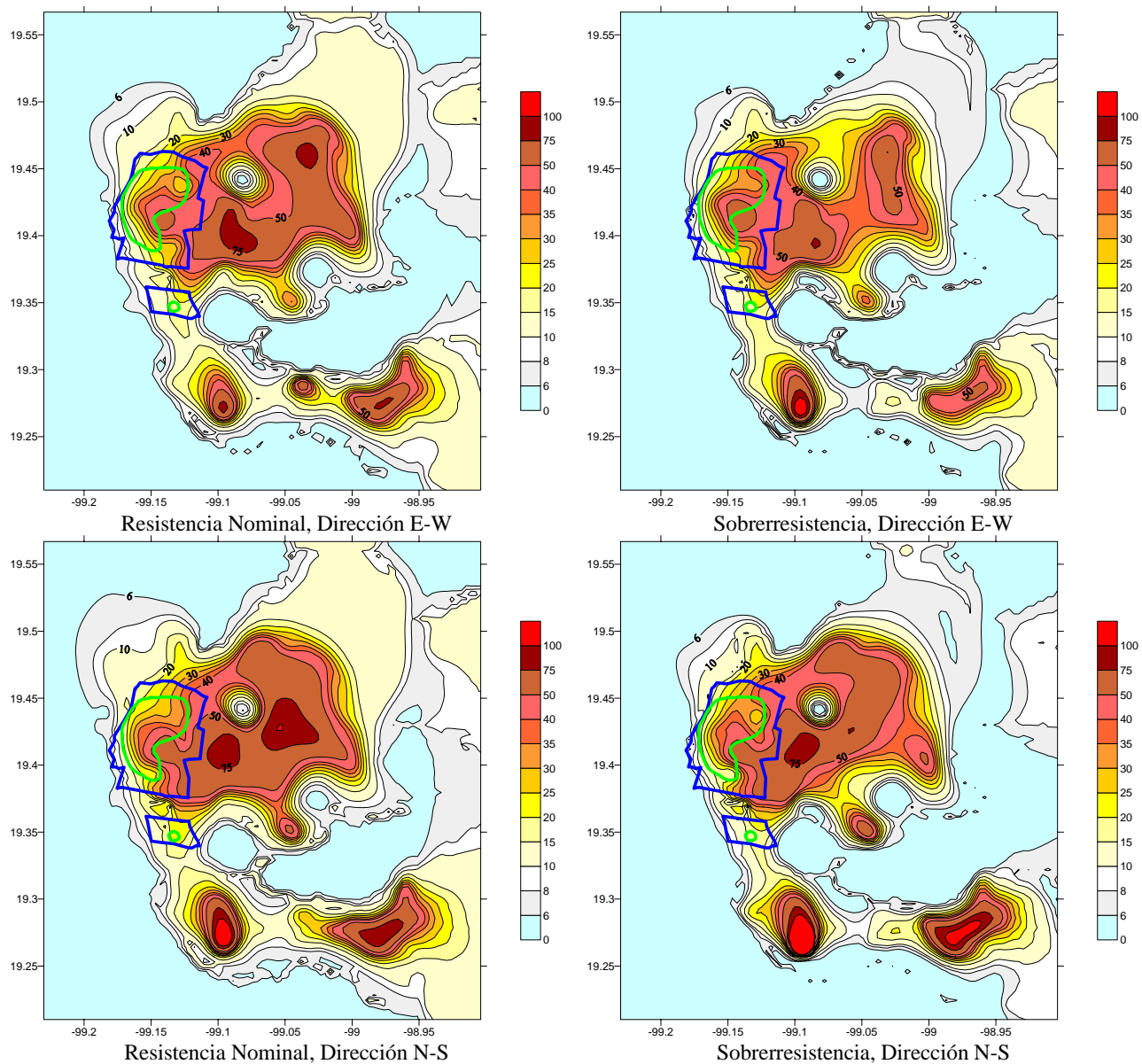


Figura 7.51. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.0$ seg.

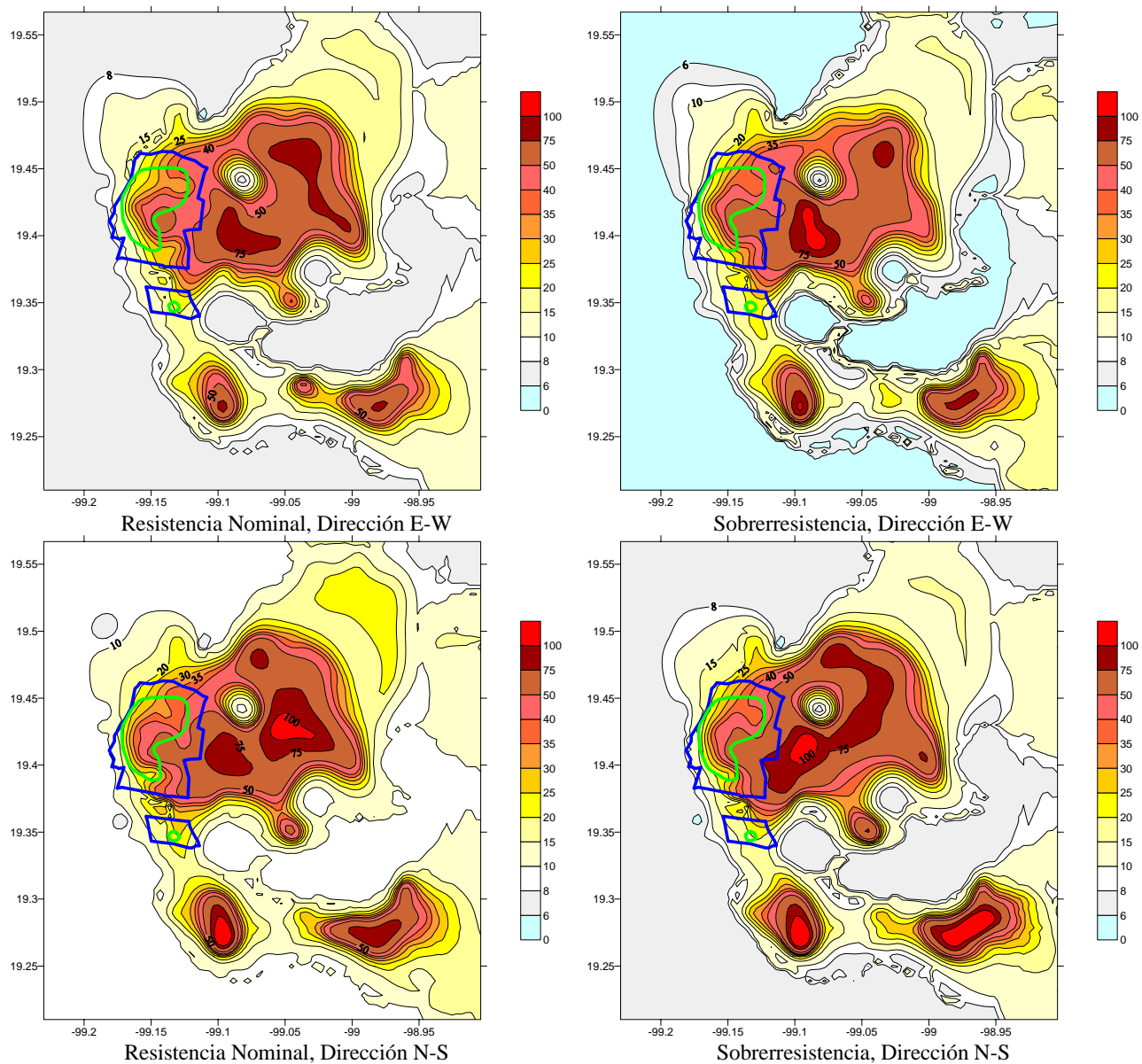


Figura 7.52. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

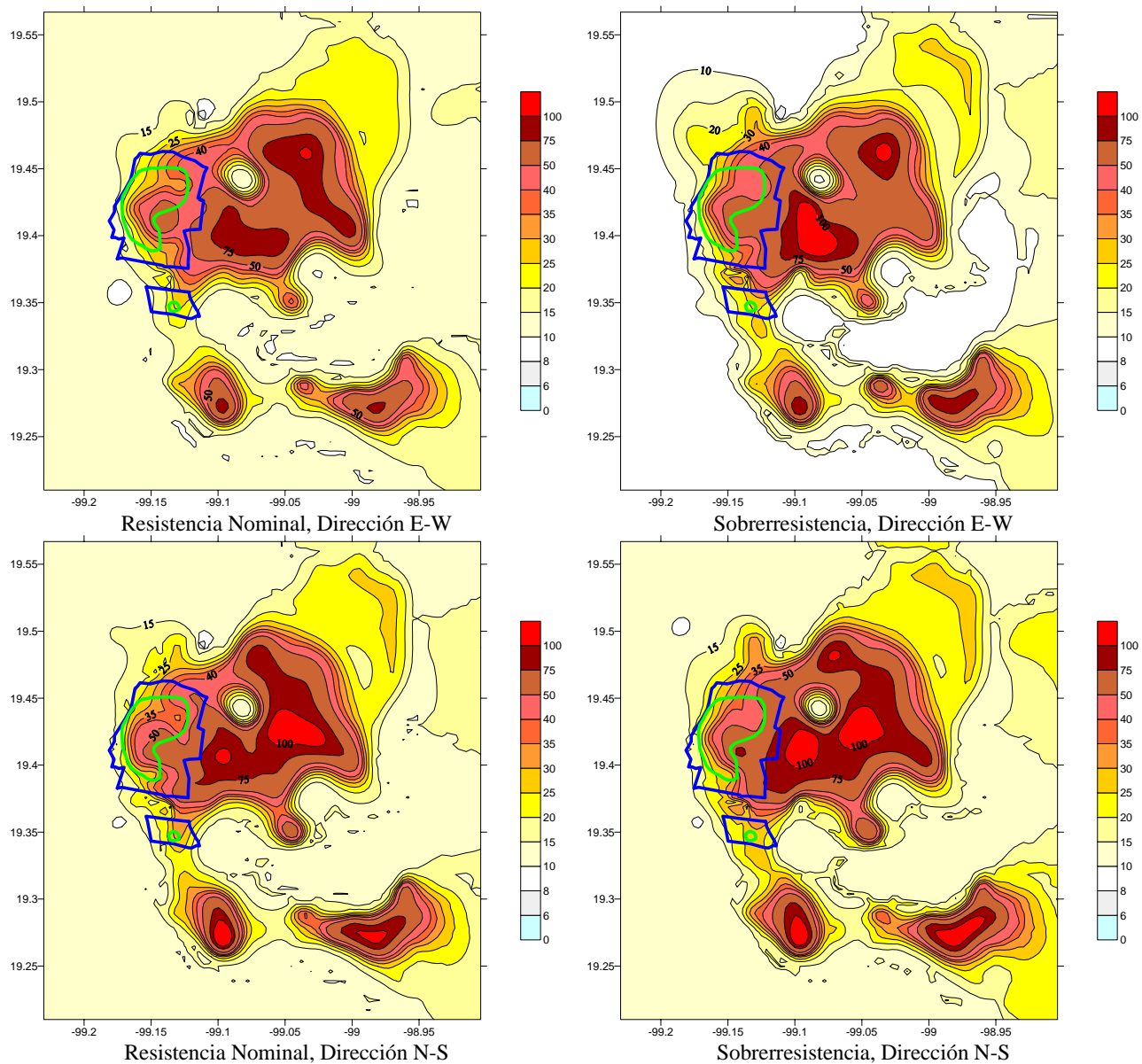


Figura 7.53. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=4$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

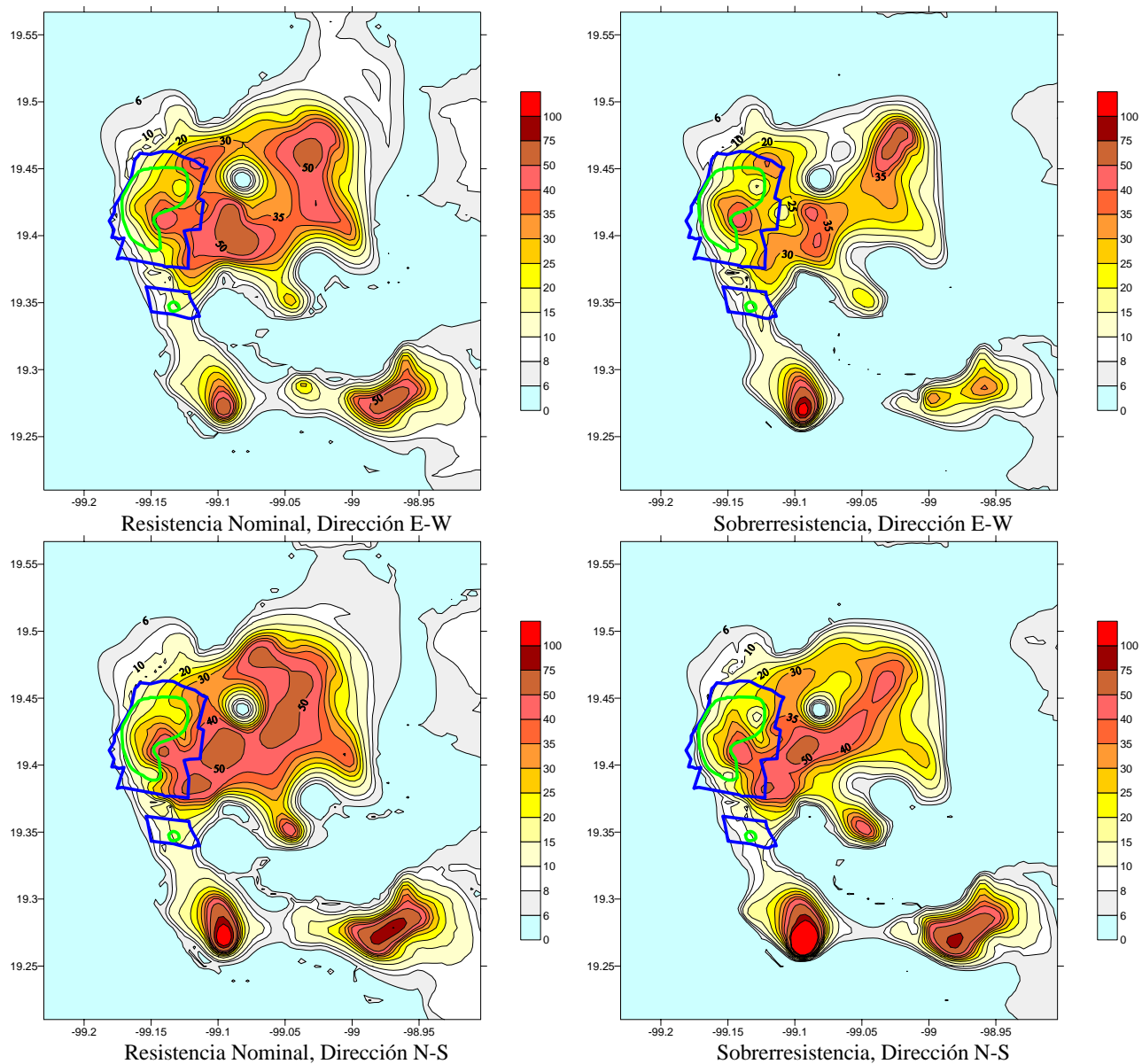


Figura 7.54. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$, correspondiente a un periodo estructural de $T_E=0.5$ seg.

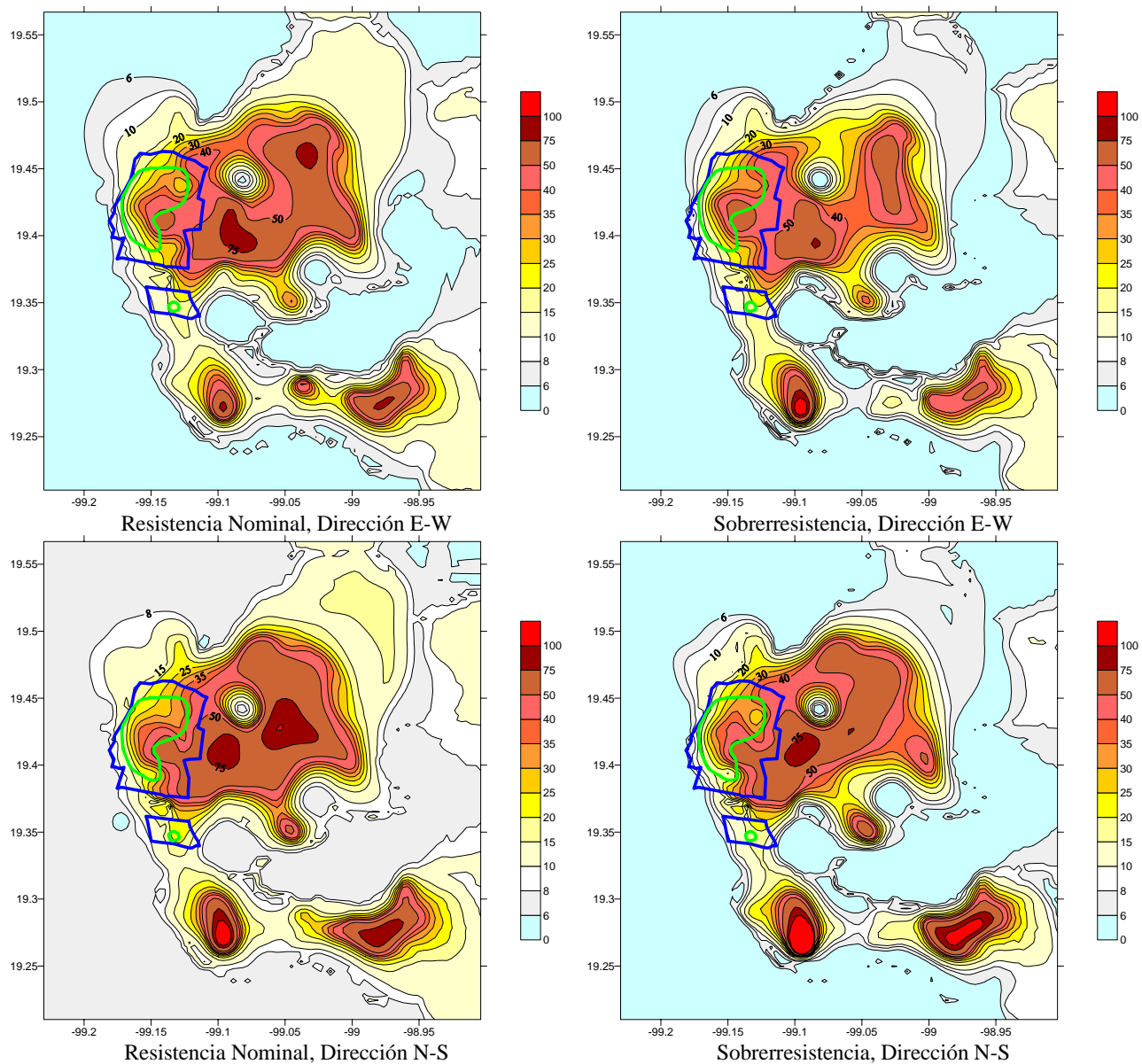


Figura 7.55. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1$ seg.

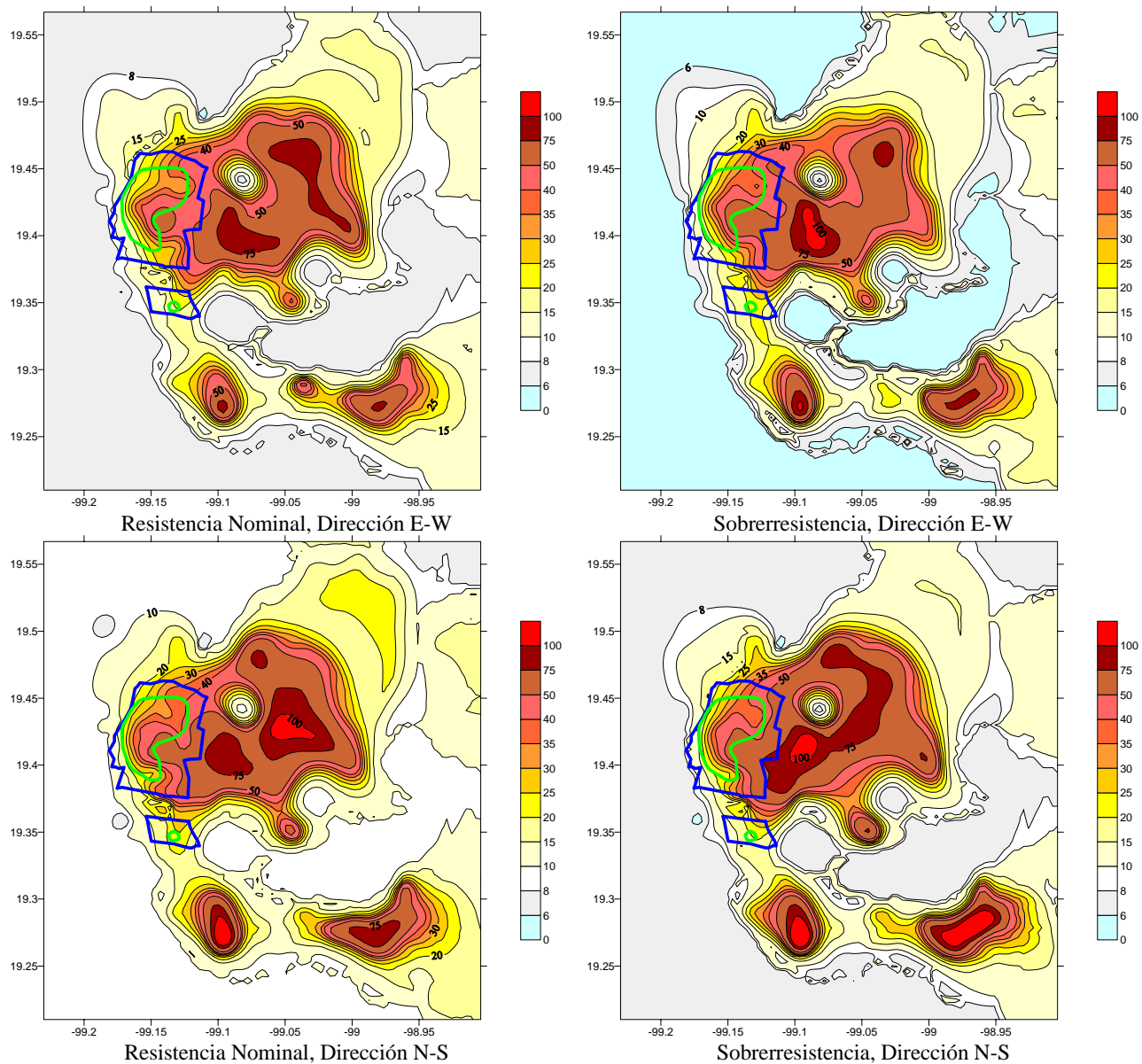


Figura 7.56. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=1.5$ seg.

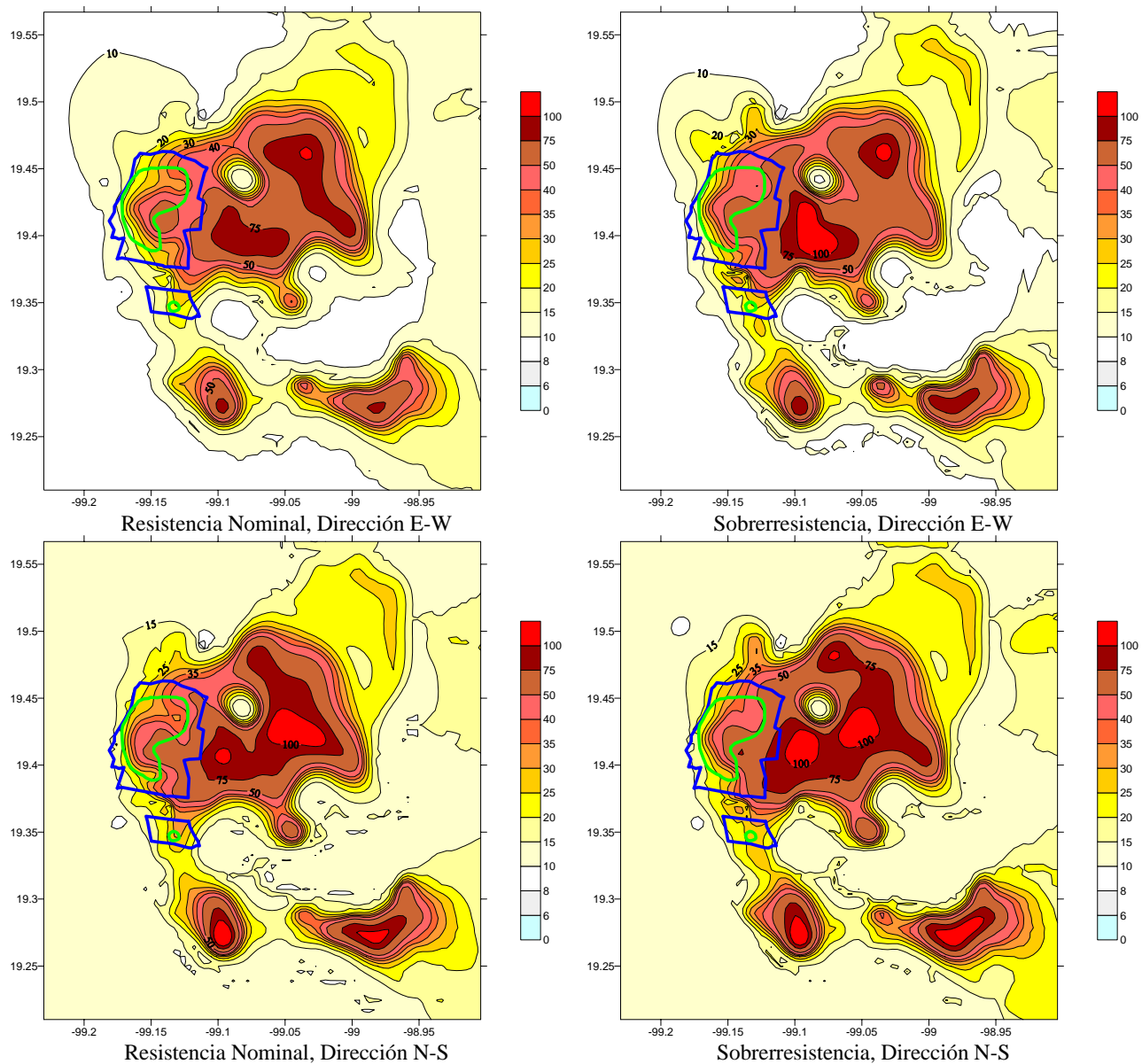


Figura 7.57. Mapas de isodemandas de desplazamiento, obtenidas con base en el RCDF de 1976, $Q=6$ correspondiente a un periodo estructural de $T_E=2$ seg.

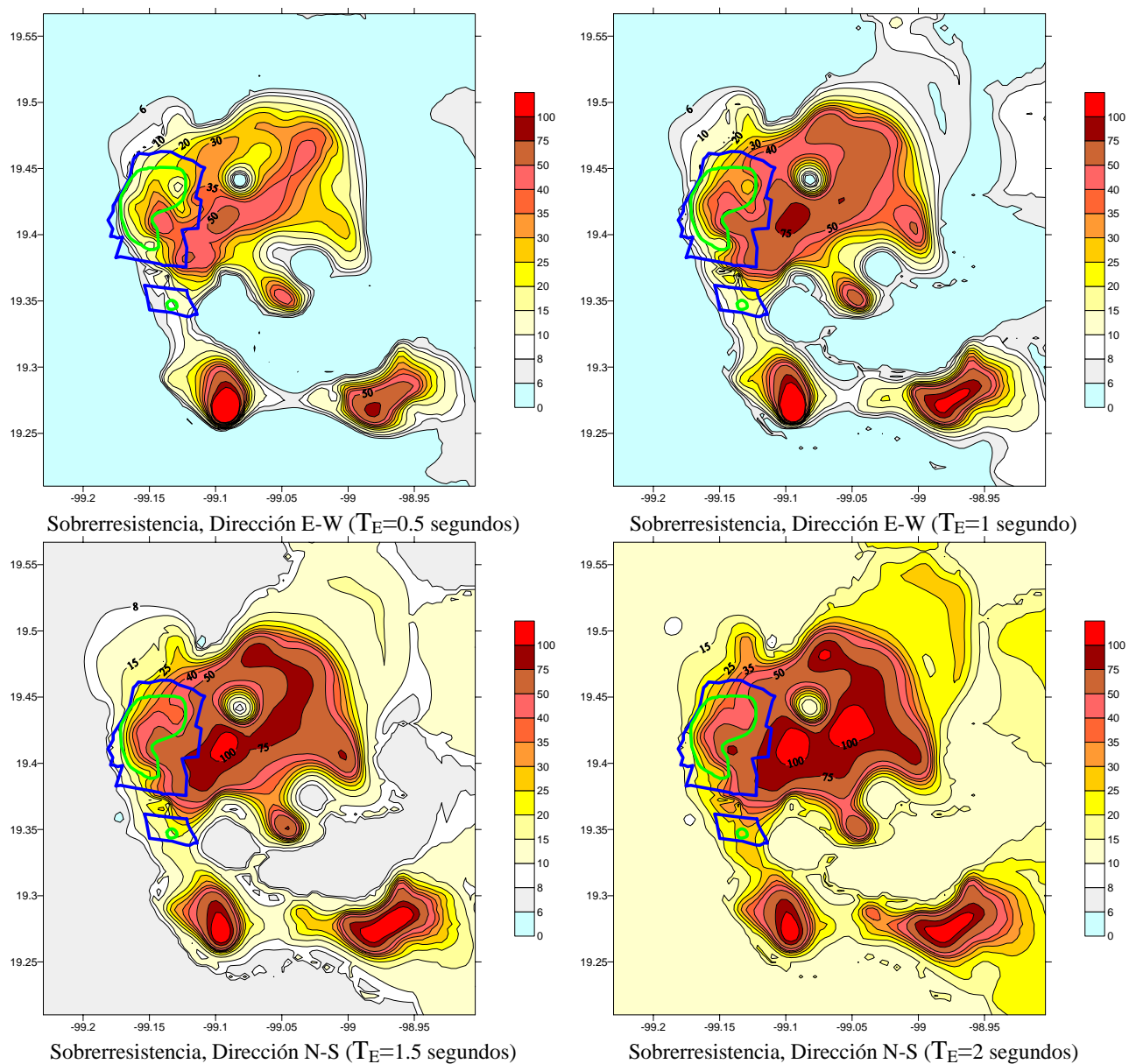


Figura 7.58. Demandas de desplazamiento considerando diferentes periodos estructurales, calculadas con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976

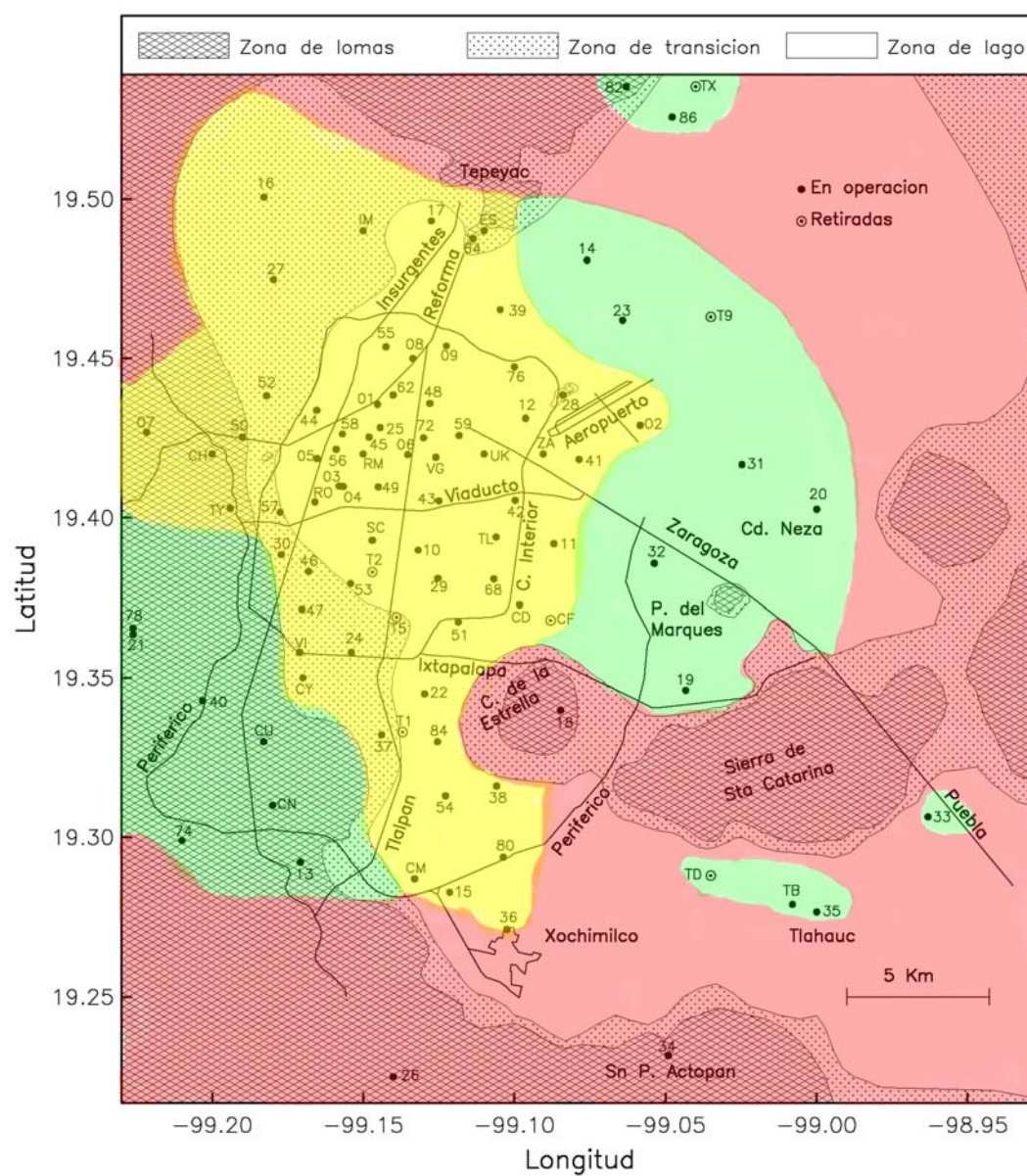


Figura 7.59. Identificación de las zonas con mayor y menor densidad de instrumentación sísmica.

donde

- Zona A (Zona con mayor nivel de instrumentación)
- Zona B (zona moderadamente instrumentada)
- Zona C (zona con grandes carencias de instrumentación)

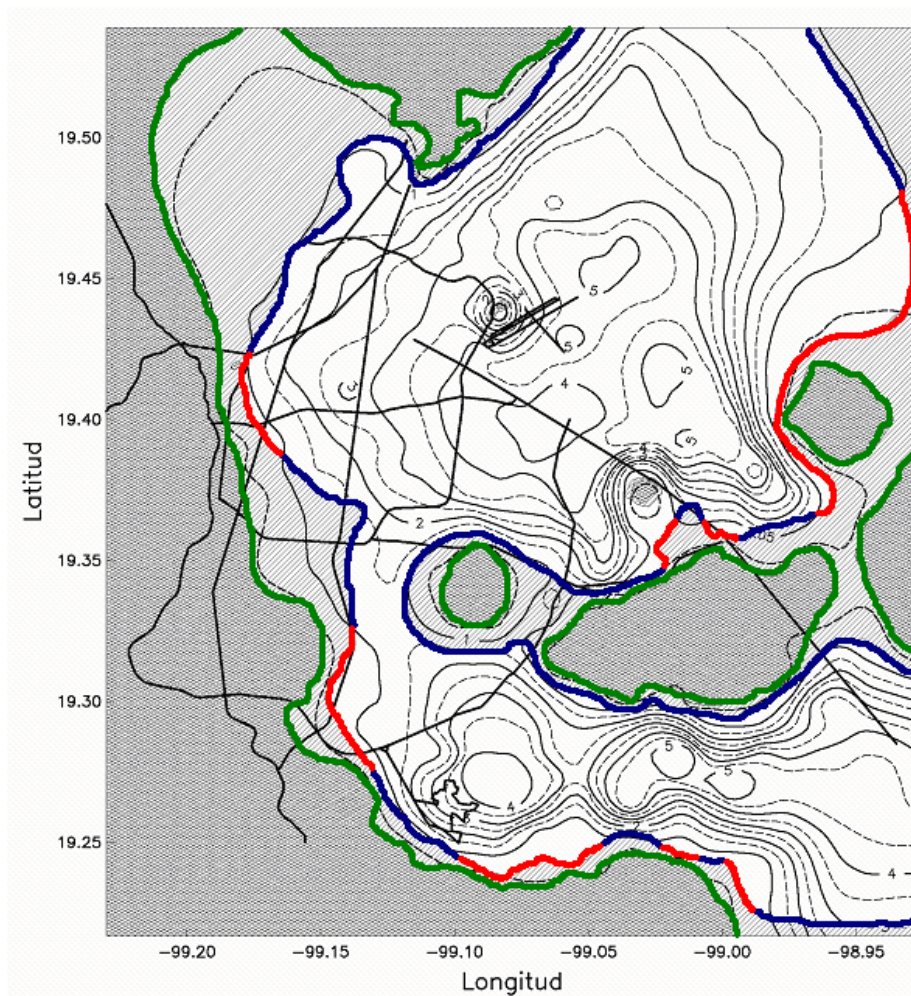


Figura 7.60. Definición de fronteras de terreno firme y transición, para asignación de los valores de los espectros promedio y, con esto mejorar la estabilidad en el proceso de interpolación

donde

- Frontera que delimita al terreno firme de la transición
- Frontera que delimita a la zona de transición de la zona de lago, $T_s = 1$ seg
- Frontera que delimita a la zona de transición de la zona de lago, $T_s = 0.8$ seg

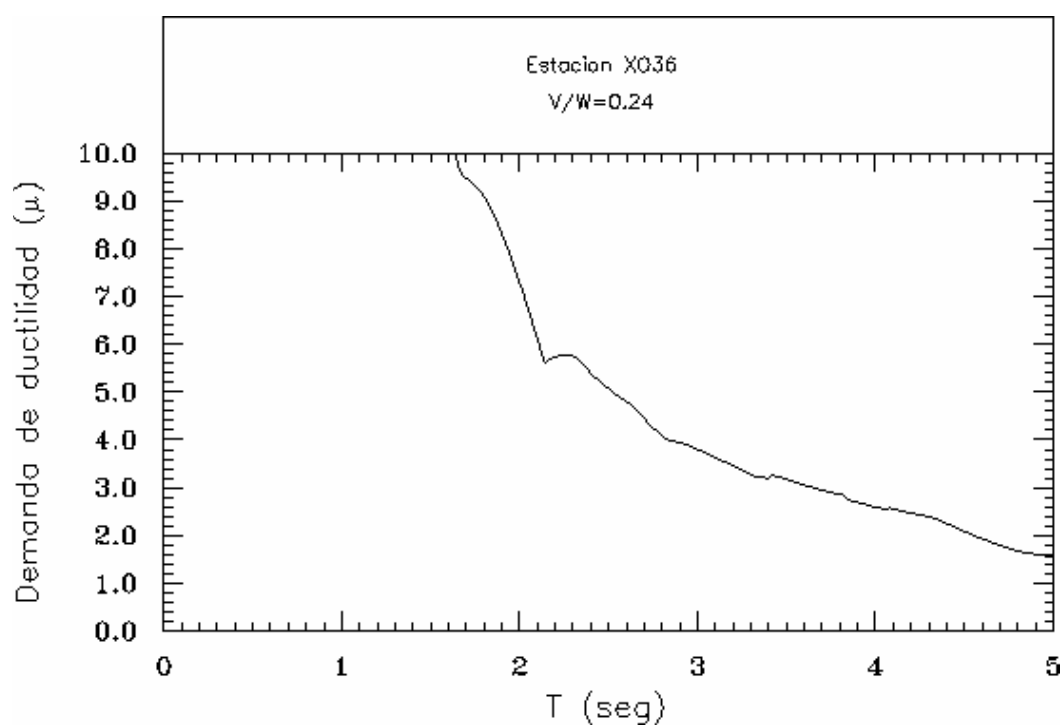


Figura 7.61. Espectro de demandas de ductilidad para la estación XO36, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976

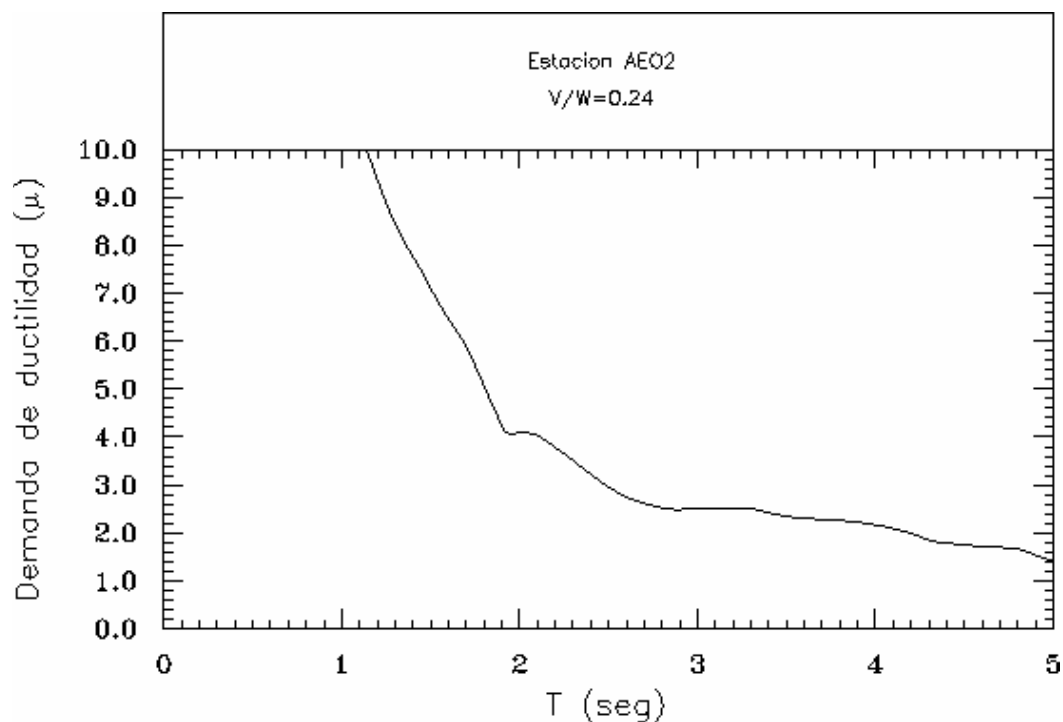


Figura 7.62. Espectro de demandas de ductilidad para la estación AE02, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976

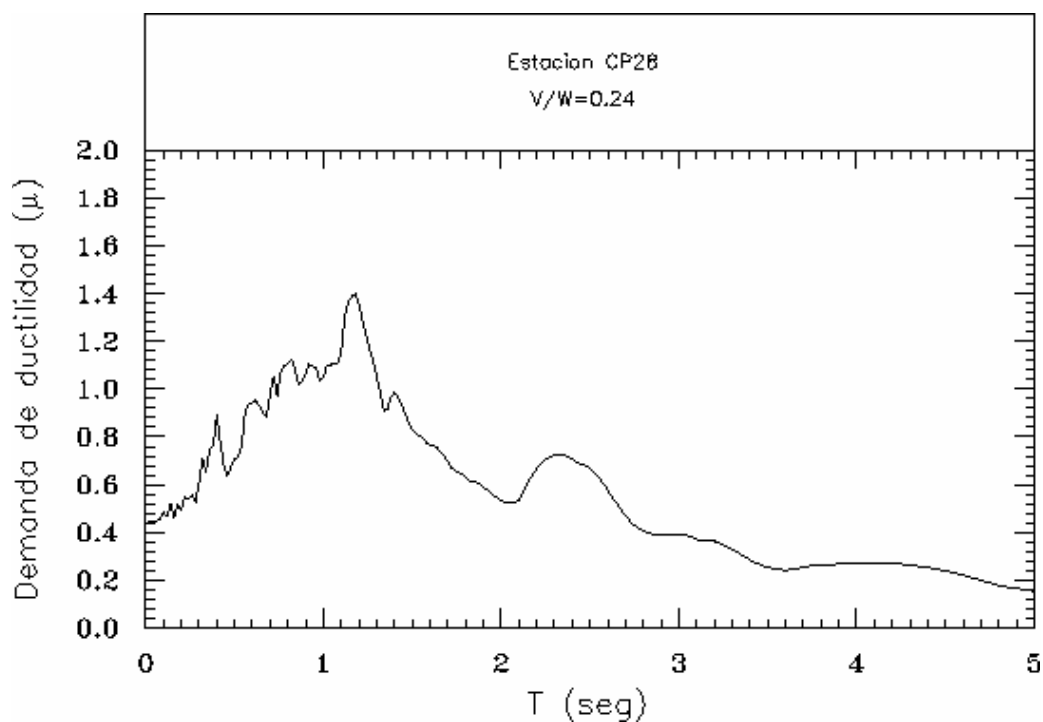


Figura 7.63. Espectro de demandas de ductilidad para la estación CP28, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976

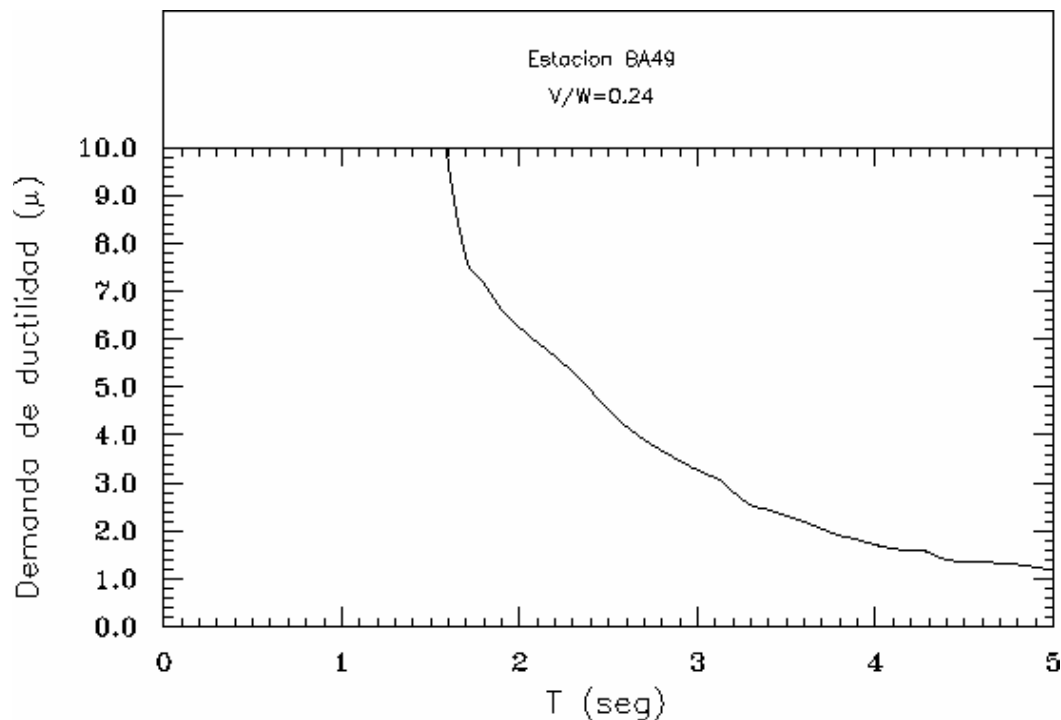


Figura 7.64. Espectro de demandas de ductilidad para la estación BA49, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976

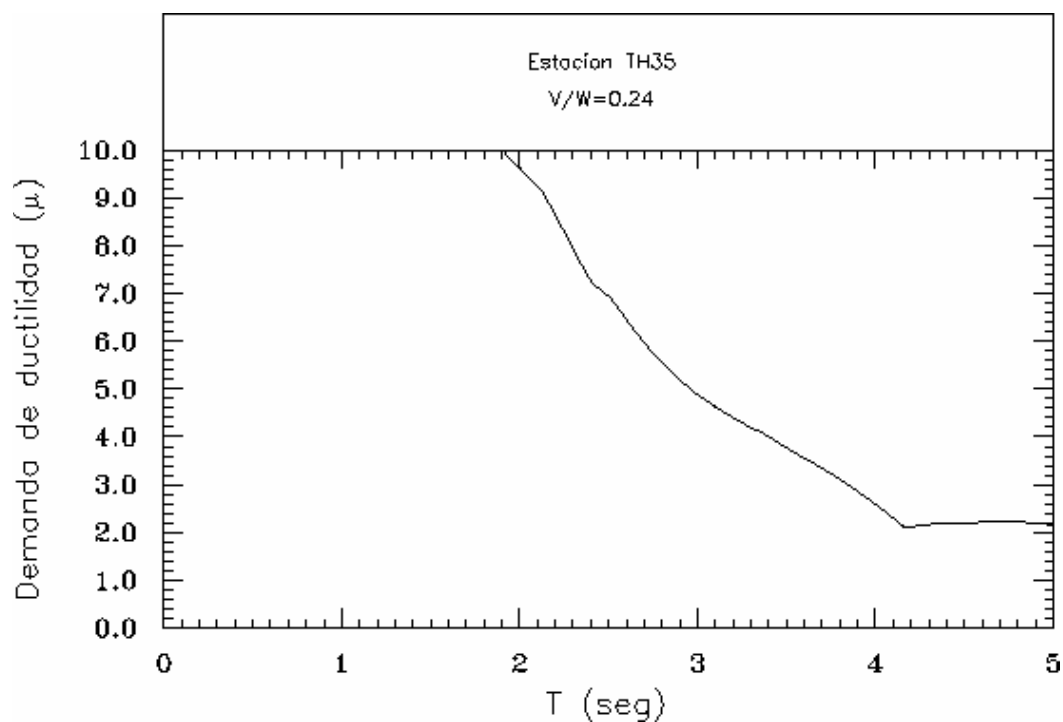


Figura 7.65. Espectro de demandas de ductilidad para la estación TH35, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976

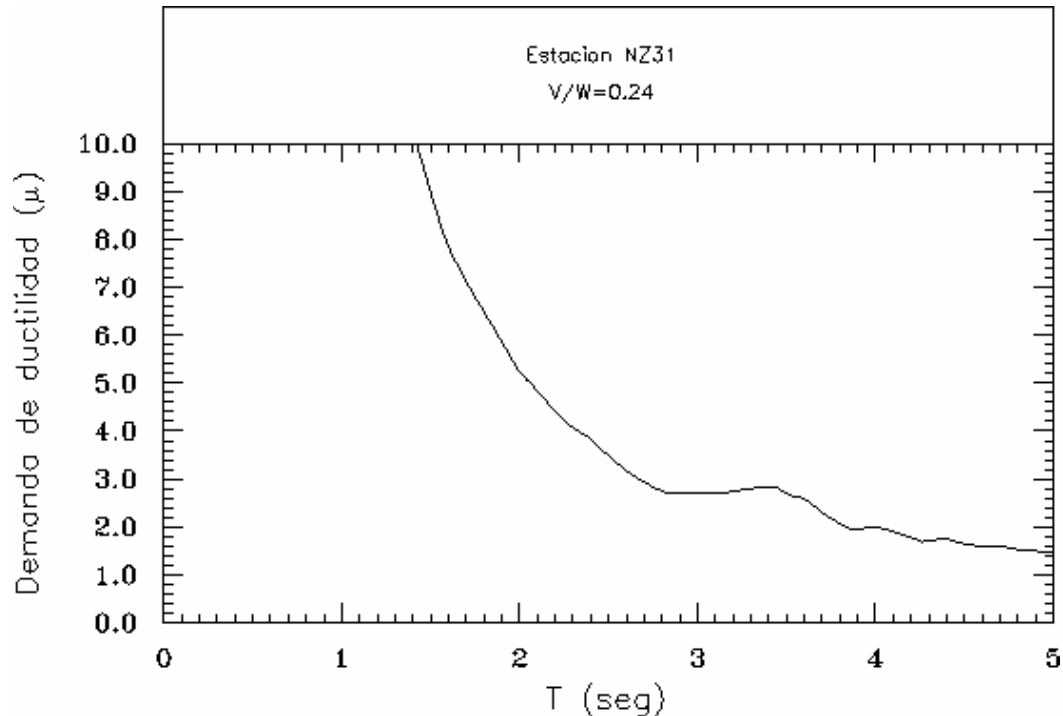


Figura 7.66. Espectro de demandas de ductilidad para la estación NZ31, componente EW, calculada con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976

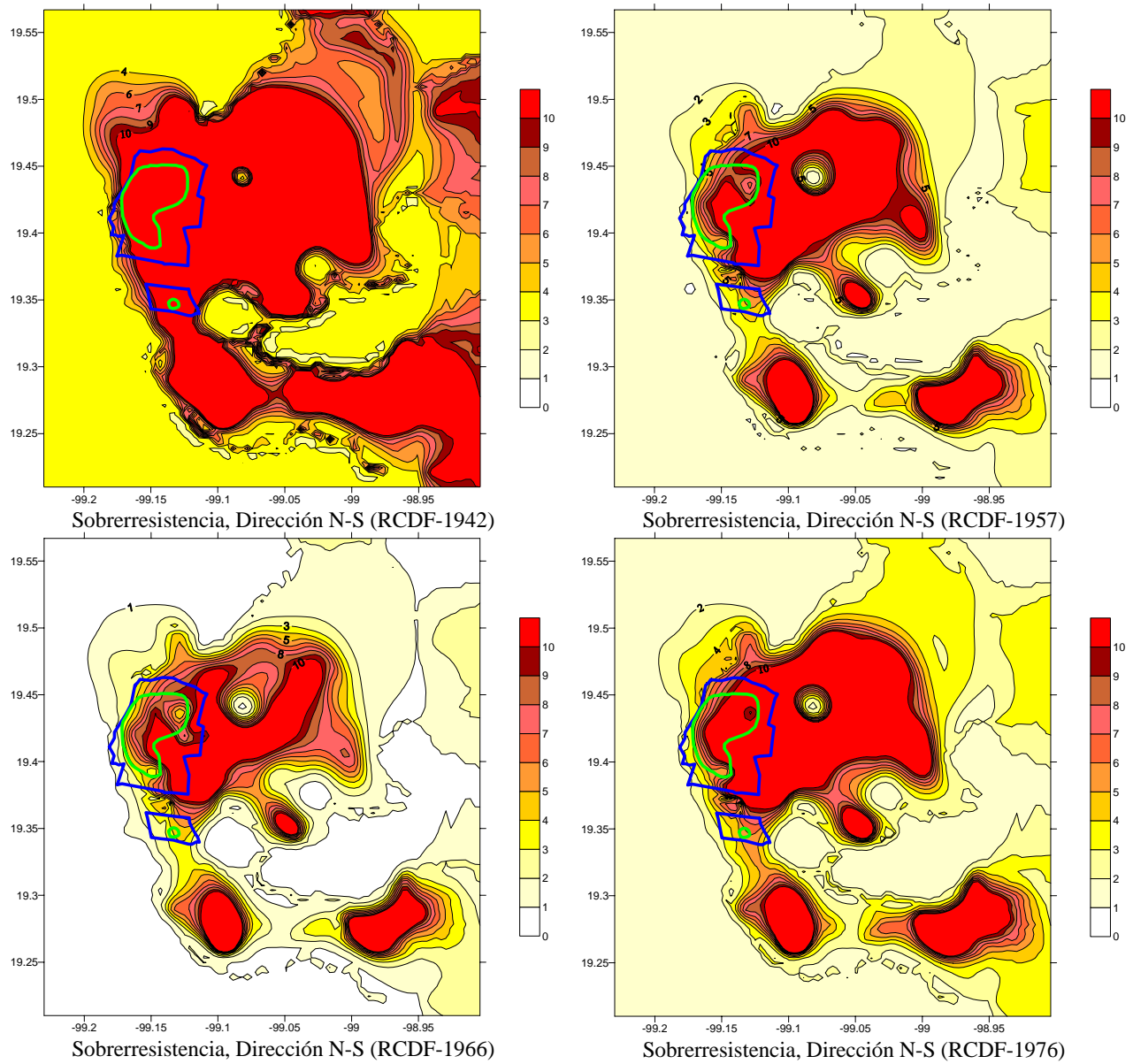


Figura 7.67. Comparación entre mapas de isodemandas de ductilidad correspondientes a periodo estructural de $T_E=1.0$ seg., calculados con base en los reglamentos de 1942, 1957, 1966 y 1976

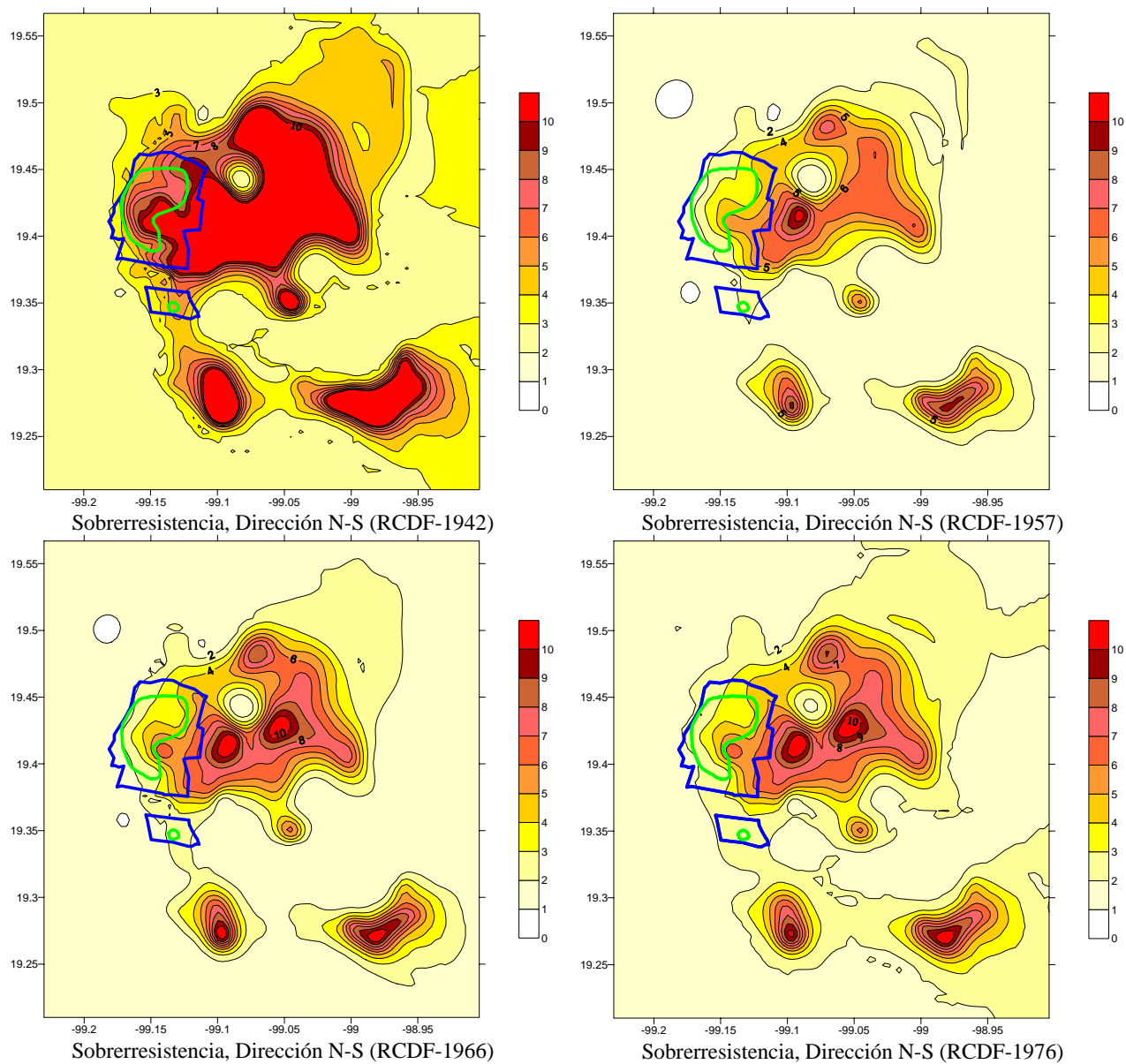


Figura 7.68. Comparación entre mapas de isodemandas de ductilidad correspondientes a periodo estructural de $T_E=2.0$ seg., calculados con base en los reglamentos de 1942, 1957, 1966 y 1976

CONCLUSIONES

Una de las principales preocupaciones en la práctica de la ingeniería estructural ha sido estimar de una manera sencilla la respuesta no lineal de las estructuras ante sismos intensos, ya sea tanto con fines de diseño original como de evaluación de estructuras existentes. Se emplea el concepto de espectros de demandas de ductilidad los cuales relacionan las demandas de ductilidad de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos para una resistencia lateral dada, es decir, los espectros de demandas de ductilidad son espectros de isoresistencias (Tena, 1998).

De los mapas de isodemandas calculados, se observan las estimaciones de los niveles de demandas de ductilidad y desplazamiento considerando el comportamiento no lineal de de sistemas estructurales con base en marcos de concreto ubicados en la zona metropolitana de la Ciudad de México. Para ello, se consideraron diferentes periodos estructurales y, se sometió a las estructuras a la acción de un evento sísmico intenso, por lo que se trató, en lo posible, de recrear un escenario sísmico similar al de septiembre de 1985.

Los mapas de isodemandas se calcularon con base en las resistencias laterales estipuladas en los reglamentos de 1942, 1957, 1966 y 1976. Se consideraron periodos estructurales de $T_E=0.5$ s, $T_E=1.0$ s, $T_E=1.5$ s y $T_E=2.0$ segundos. Estos mapas de demandas fueron comparados con el mapa de daños correspondiente al sismo de septiembre de 1985, encontrando en la mayoría de los casos, buena correlación entre la zona de mayores demandas (ductilidad y desplazamiento) y el mapa de daño correspondiente a los sismos de septiembre de 1985.

Se observó en los mapas de isodemandas que, para el reglamento de 1942, las demandas de ductilidad y desplazamiento son muy grandes en la mayoría de los casos, debido a que las resistencias estipuladas en este reglamento son extremadamente bajas. De no haber contado con las reservas de resistencia, que según lo observado tuvieron, la mayoría de las estructuras construidas con base en ese reglamento hubiesen sufrido daños graves o colapsos.

Al examinar las demandas correspondientes a periodos estructurales de 0.5 y 1.0 s, con el reglamento de 1957, se observa que existen áreas, principalmente ubicadas en la zona de transición, en que se presentan niveles de demandas de ductilidad que fluctúan entre dos y cinco (estos valores no corresponden a las demandas máximas, que típicamente se presentan zona de lago). Al parecer, en la parte norte de la ciudad, correspondiente a la zona de transición, se pudieron presentar mayores daños para estructuras en este intervalo de periodos, ya que el reglamento de entonces no contaba con los requerimientos necesarios, especialmente en el detallado, para desarrollar niveles de ductilidad como los observados en esta zona. Sin embargo, puede suponerse que, el efecto favorable de los armados requeridos por el diseño por carga vertical, dotaron a las estructuras de reservas de resistencia mayores a las consideradas en este estudio (en caso de que existiese un inventario razonablemente importante de estructuras de estas características en esas zonas). Ello favoreció en gran medida al comportamiento ante cargas laterales de algunas estructuras, y por lo cual afortunadamente no se observó el nivel de daño que muestran los mapas de isodemandas correspondientes a los periodos en cuestión.

Los mapas calculados con base en los Reglamentos de Construcciones de 1957 y 1966 muestran claramente el efecto que tuvieron las disposiciones reglamentarias, particularmente en los cambios de los coeficientes sísmicos de diseño. En efecto, las resistencias estipuladas en el Reglamento de 1966 fueron, en general, reducidas para los grupos B1 y B2 con respecto a las estipuladas en 1957, sobre todo para las zonas I y III (tablas 6.3 a 6.5). Este cambio se puede señalar en los mapas de isodemandas de ductilidad calculados, al comparar aquéllos calculados con base en los Reglamentos de 1957 y 1966. Los mapas calculados con base en el Reglamento de 1966 muestran mayores áreas con niveles de demandas de ductilidad elevados, que para aquéllos calculados con base en el Reglamento de 1957.

Para todos los reglamentos en estudio, se observó que al considerar los efectos de la sobrerresistencia, existen disminuciones importantes en los niveles de demandas de ductilidad con respecto a las calculadas con base en resistencias nominales. Para el caso de las demandas de desplazamiento, este efecto en particular es notorio al considerar un periodo estructural de $T_E = 0.5$ s (estructuras rígidas). Se observó de igual manera que en ciertas ocasiones, aún considerando efectos de sobrerresistencia, los desplazamientos se incrementan con respecto a los calculados con base en las resistencias nominales.

Para la mayoría de los casos, al considerar periodos estructurales de $T_E = 0.5$ s y $T_E = 1.0$ s, se observó una muy buena correlación entre el mapa de daños correspondiente a los sismos de septiembre de 1985 y las zonas con las máximas demandas de los mapas de contornos calculados con la metodología propuesta. Al considerar periodos estructurales mayores ($T_E = 1.5$ s y $T_E = 2.0$ s), la correlación que se obtiene es aceptable, ya que aunque en varios casos el mapa de daños de 1985 no coincide con las zonas de demandas máximas, coincide con contornos en que las demandas de ductilidad varían entre cuatro y cinco, lo cual para la mayoría de los reglamentos implica daño en las estructuras, debido a que en los reglamentos de 1942, 1957 y 1966 no se especificaban los requerimientos necesarios, especialmente en el detallado, para desarrollar niveles de ductilidad como los observados en esta zona.

Debido a las sobrestimaciones en las aceleraciones durante el cálculo de los acelerogramas sintéticos (principalmente para la zona virgen de lago), producto de una concentración de energía, los contornos correspondientes a $T_E=2.0$ seg. presentan demandas de ductilidad y desplazamiento elevadas, acorde a lo que se ha observado anteriormente (por ejemplo: Gómez-Bernal, 1993 y Pérez- Rocha, 1998). Lo anterior considerando que en dicha zona los periodos dominantes del suelo oscilan entre $T_S = 3$ s y $T_S = 5$ s. Cabe destacar que esta zona de la ciudad tiene carencias importantes de instrumentación, por lo que de igual manera la interpolación de los datos en esta región del valle es poco confiable, lo cual añade incertidumbres en los resultados expuestos.

Se observó en la mayoría de los mapas de isodemandas, que para ambos componentes, los contornos de mayores demandas de ductilidad y desplazamiento se ubican en la zona al sur-oriental del aeropuerto y en los antiguos lagos de Xochimilco y Tláhuac. Esto indica la imperiosa necesidad de clasificarlas en el futuro inmediato como zonas de alto peligro sísmico en el valle de México, lo cual no está contemplado con ese detalle en las nuevas NTCS-2004. Así mismo, los estudios realizados recientemente por Huerta y Reinoso (2002) muestran que dichas zonas presentan grandes niveles de energía de entrada (E_I), por lo que son vulnerables a eventos sísmicos futuros. Por ello, deben tenerse precauciones en futuros proyectos de urbanización que involucren a estas zonas.

También debe tomarse en cuenta que en estas zonas se tiene una insuficiencia importante en instrumentación sísmica.

Sería recomendable que para aquellas zonas en que la densidad de instrumentación es baja, se realizaran programas de densificación instrumental, lo cual sería útil para corroborar si, en efecto, los niveles de ductilidad y desplazamiento en estas zonas son del orden que se muestra en los mapas de contornos. Esto permitiría tener mayor certidumbre sobre las zonas donde se presentan mayores demandas y, por tanto, esta información sería más confiable en la planeación urbana y uso del suelo de la zona metropolitana de la Ciudad de México.

Como se mencionó, en los mapas de contornos obtenidos en este trabajo, existen zonas con diferentes niveles de confiabilidad en la interpolación de los parámetros presentados (demandas de ductilidad y de desplazamiento), dependiendo directamente de la densidad de instrumentación existente en la zona de estudio. Para las zonas cercanas a Xochimilco y Tláhuac (zona B, color verde, fig. 7.59) la densidad de instrumentación es muy baja, por ello, los contornos correspondientes son menos confiables que los obtenidos en la zona de mayor instrumentación (zona A, color amarillo). La densidad de instrumentación de las zonas A y B se observa claramente en la figura 7.59. En particular, se observa que la zona B no es la única que tiene insuficiencias en la instrumentación. Estos problemas están presentes en toda la zona C, marcada con color rojo. Abarca áreas como la parte noreste de la ciudad que comprende una parte de la zona del lago y otra de transición.

Para la construcción de estos contornos, en toda la frontera entre el terreno firme y la zona de transición, se impuso como valor esperado el promedio de las respuestas espectrales de todas las estaciones de terreno firme empleadas en el estudio. Esto incluye toda la zona de lomas, además de los cerros como el de la Estrella, Santa Catarina, Tepeyac, etc. (figura 7.59). Así mismo, en la frontera entre la zona de transición y la zona de lago, se impusieron dos valores promedio, uno para periodos de sitio de 0.8 s, que correspondió al promedio calculado para estaciones ubicadas en zona de transición con periodos de sitio iguales o muy cercanos a este periodo de referencia, y otro para periodos de sitio de 1.0 s, calculado de manera similar al anterior. Las fronteras se especificaron con base en los mapas de isoperiodos presentados por Pérez-Rocha (1998). Las fronteras empleadas se ilustran en la figura 7.60.

Se observó que, en la mayoría de los casos, los mapas de demandas en su componente norte-sur son más intensos que en su componente este-oeste. Aunque algunos pudieran considerar que esto se debe a que, en el estudio, los acelerogramas sintéticos se generaron a partir de las funciones de transferencia promedio obtenidas a partir de sismos registrados en el valle de México entre 1989 y 1998, y esto nos indicaría que, en esos movimientos, la directividad N-S ha sido la más fuerte o dominante en promedio en el valle de México, la realidad es que esto se debe más bien a que se tomaron como funciones de Green a los registros del sismo del 25 de abril de 1989. Este sismo, particularmente, excitó mucho más a los componentes NS que a los EW (Pérez-Rocha, 2005). Cabe señalar que, de los pocos registros de aceleración que se capturaron durante el sismo de 1985, la componente dominante fue E-W, como es el caso del mundialmente famoso registro de SCT. Se reconoce que esta es una limitante del estudio para evaluar los daños del sismo de 1985; sin embargo, el estudio también es

valioso para potenciar los contornos de mayores demandas de sismos de $M_s=8.1$ que afecten al valle de México con la directividad más frecuente que se ha observado.

También deberían confrontarse estos contornos con un mapa del censo de estructuras de estas características ubicadas espacialmente en la ciudad, para cuantificar en qué zonas existía una densidad importante de este tipo de edificios, y en qué zonas ni siquiera existían edificios de este tipo. De igual manera debería de complementarse este estudio mediante la comparación y cruce de información proveniente de proyectos que evalúen otros parámetros de interés, como pueden ser, la energía de entrada, velocidades máximas, y aceleraciones máximas, entre otras.

Debe considerarse que este estudio puede tener mejoras significativas si para proyectos futuros se consideran algunos aspectos de interés, como pueden ser, considerar una malla equiespaciada conformada por las estaciones de la red acelerométrica de la Ciudad de México (RACM) y complementada por puntos de control, que ayuden a que el proceso de interpolación sea más estable, y por tanto, la certidumbre en los resultados se incremente.

Por otra parte, podría realizarse, mediante la metodología propuesta la evaluación de los Reglamentos de Construcción correspondientes a 1987 y 2004, considerando un escenario sísmico diferente. Por ejemplo, un sismo proveniente de las costas de Guerrero con magnitud 8.2, y observar a grandes rasgos el comportamiento no lineal de las estructuras que fueron diseñadas con base en los reglamentos en cuestión.

REFERENCIAS

Álvarez, S y A Gómez (1999), “Estudio de vulnerabilidad de la región de Ometepe, Guerrero”, *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, volumen II, pp. 881-888.

Alcocer, S, C Reyes, D Bitran, O Zepeda, L Flores y M Pacheco (2002), “An assessment of the seismic vulnerability of housing in Mexico”, *Memorias, Seventh US National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE)*, Boston, Massachussets, CD-ROM, julio.

Anderson, J, J Brune, J Prince, E Mena, P Bodin, M Oñate, R Quaas y S K Singh (1986), “Aspects of strong motion”, *ASCE Special Publication: The Mexico earthquakes 1985: Lessons learned and factors involved*, Nueva York, pp. 36-53.

Arellano, E, H Juárez y A Gómez (2002), “Vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Chilpancingo, Guerrero”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, Puebla, CD-ROM, noviembre.

“Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes volumen 2” (2000), CDROM, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, diciembre

Bazán, E y R Meli (1998), **Diseño sísmico de edificios**, primera edición, Limusa, México.

Blondet, M y C Loaiza (2002), “Preliminary study of the seismic vulnerability of housing buildings in Lima, Perú”, *Memorias, Seventh US National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE)*, Boston, Massachussets, CD-ROM, julio.

Borja-Navarrete, G, M Díaz-Canales, A Vázquez-Vera y E Del-Valle-Calderón (1986), “Damage statistics of the september 19, 1985 earthquake in Mexico city”, *ASCE Special Publication: The Mexico earthquakes 1985: Lessons learned and factors involved*, Nueva York, pp. 70-77.

Brzev, S, M Greene, S Alcocer, C Arnold, S Cherry, C Comartin, I Davis, F Naeim y R Sinha (2002), “The web-based encyclopedia of housing construction types in seismically prone areas of the world”, *Memorias, Seventh US National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE)*, Boston, Massachussets, CD-ROM, julio.

Chávez, M, L García y A Mier (1997), “Vulnerabilidad sísmica de las construcciones de la zona metropolitana de Guadalajara”, *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, Vol II, pp. 1320-1329.

Espinosa, J M (1995), “Instrumentación y registro sísmico en el valle de México, a 10 años del sismo del 19 de septiembre de 1985”, *Simposium Internacional: la Ingeniería Civil a 10 Años de los Sismos de 1985*, México, pp. 33-39.

FEMA 356 (2000), "NHERP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", *FEMA publications 356*, Washington, DC, Federal Emergency Management Agency, March, 2000.

"Fundación ICA" (1988), **Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985**, primera edición, Limusa, México.

Gómez, A, H Juárez y J Iglesias (1991), "Intensidades y demandas de ductilidad de sismos recientes en la ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No 43, pp. 3-18.

Gómez, A (2002), "Interpretación de los efectos del suelo en el valle de México empleando la red acelerográfica de alta densidad", *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Guerrero, J, B Gómez, F Flores y J Iglesias (1997), "Vulnerabilidad sísmica de la unidad habitacional el Rosario, Tlalnepantla", *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, pp. 1310-1319.

Huerta, B y E Reinoso (2002), "Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No 66, pp. 45-72.

Iglesias, J, J Aguilar, O Mota y A Terán (1987), "Intensidad del sismo de 1985 en la ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, volumen especial, pp. 59-70.

Iglesias, J, J Aguilar, O Mota y A Terán (1987), "Intensidad del sismo de 1985 en la ciudad de México", *Revista del Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto*, IMCYC, volumen 25, Número 193, pp. 18-30.

Iglesias, J (1989), "Intensity map for the earthquake of September 19, 1985", volumen especial de *Earthquake Spectra: Lessons learned from the 1985 Mexico Earthquake*, Vol 5, No 2, mayo, pp. 9-13.

"Instituto de Ingeniería, UNAM" (1985), **La UNAM ante los sismos del 19 de septiembre de 1985**, Informe Preliminar, México, octubre.

Isidro, R y A Gama (1997), "Vulnerabilidad sísmica de unidades habitacionales en la ciudad de Chilpancingo, Guerrero", *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, pp. 1330-1337.

"Manual de diseño por sismo" (1977), Reporte No 406, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, Julio.

"Manual operativo" (1988), *Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal*, México.

"Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones" (1998), *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, A. C., México.

Murià, D y R González (1995), “Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No 51, pp. 25-45.

Nateghi, F (2000), “Seismic vulnerability of the mega city of Tehran”, *Memorias, 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, artículo 1676, CD-ROM.

NTCS-04 (2004) “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS, octubre, pp. 55-77.

Ordaz, M, E Reinoso, S K Singh, E vera y J M Jara (1989), “Espectros de respuesta en diversos sitios del valle ante temblores postulados en la brecha de Guerrero”, *Memorias, VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México, A187-A198.

Ordaz, M, J Arboleda y S K Singh (1993), “Un nuevo método para simular acelerogramas usando registros de sismos pequeños como funciones de Green empíricas”, *Memorias, X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Jalisco, pp. 28-35.

Ordaz, M, L E Pérez-Rocha, E Reinoso y C E Montoya (1997), “Sistema de cómputo para el cálculo de espectros esperados en la ciudad de México”, *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, Vol I, pp. 449-455, noviembre.

Pérez-Rocha, L E, L Vieitez, F Flores y M Zárate (1996), “Predicción de intensidades sísmicas para el área metropolitana del valle de México”, *Cuadernos FICA*, No 13.

Pérez-Rocha, L E (1998), “Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo-estructura (aplicaciones al valle de México)”, *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Pérez-Rocha, L. E. (2004), Comunicación personal.

Reinoso, E (1991), “Efectos sísmicos locales en el Valle de México: amplificación medida en la zona lacustre”, *Memorias, IX Conferencia Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, México, Vol II, pp. 224-236.

Reinoso, E y M Ordaz (1999), “Spectral rations for Mexico city from free-field recordings”, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No 2, mayo, pp 273-295.

“Servicio Sismológico Nacional” (2003), “Características del sismo del 19 de septiembre de 1985”, <http://www.ssn.unam.mx/>.

Singh S K, J Lermo, T Domínguez, M Ordaz, J M Espinosa, E Mena y R Quaas (1988). “A study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site”, *Earthquake Spectra*, Vol 4, pp. 653-674.

Tapia, E (2005), “Estudio de los criterios del RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos contraventeados de acero estructural”, *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, febrero.

Tena, A (1986), “Reestructuración de un edificio dañando por el sismo del 19 de septiembre de 1985”, *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, UNAM, noviembre.

Tena, A (1998), “Evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No 59, pp. 1-36.

Tena, A (2005). Comunicación personal.

Vera, R, A Albiter y S Miranda (2000), “Seismic evaluation and retrofitting of adobe constructions”, *Memorias, 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, artículo 1981, CD-ROM.

Vera, R, A Albiter y S Miranda (2000), “Seismic vulnerability of school buildings in Toluca city”, *Memorias, 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda, artículo 1981, CD-ROM.

Wakabayashi, M y E Martínez (1988), **Diseño de estructuras sismorresistentes**, primera edición, McGraw-Hill, México.

APÉNDICE A

PERIODOS DOMINANTES DEL TERRENO

Haciendo uso de todos los registros de cada estación de la RACM, Pérez-Rocha (1998) calculó los promedios de los periodos dominantes del terreno obtenidos de los componentes horizontales NS y EW. Estos valores fueron determinados mediante la localización de los máximos espectrales de las FTE medidas en estas direcciones. Ya que se cuenta con m_i observaciones independientes del periodo dominante en cada sitio con coordenada (x_i, y_i) , se tiene una varianza estadística $\sigma_{m_i}^2$ de esta cantidad (en realidad, de su inverso z_i). Dado que en general, se cuenta con diferente número de observaciones en cada sitio, el autor compensó esto al hacer uso de las ecuaciones (6.15), (6.16), (6.17) y (6.18), e introdujo un coeficiente de variación c_{m_0} como referencia. En efecto, si para cada dato z_i se hace $\lambda' = (c_{m_0} z_i)^2$, $\mathbf{R}' = \mathbf{R}'' = 0$, $\Phi = m_i$, $\mathbf{X} = 1$, $z = \sigma_{m_i}$, $\nu = 1$, $r' = 2$ y $d = m_i / (m_i + 1)$, se tiene que la varianza $\sigma_{s_i}^2$ adquiere la forma

$$\sigma_{s_i}^2 = \frac{\left((c_{m_0} z_i)^2 + \frac{m_i}{2} \sigma_{m_i}^2 \right) (m_i + 1)}{\left(1 + \frac{m_i}{2} \right) m_i} \quad (\text{A1})$$

Para cada estación en las zonas de transición y de lago, Pérez-Rocha calculó los promedios de los periodos dominantes en las direcciones NS y EW ($T_{s_{NS}}$ y $T_{s_{EW}}$, respectivamente) y el promedio entre ellos (T_s). También calculó los coeficientes de variación que se tienen entre los periodos $T_{s_{NS}}$ y $T_{s_{EW}}$ con respecto a la media T_s (denotado con c_{H_i}), así como los coeficientes de variación después de m_i observaciones (c_{m_i}) y los que se obtienen con la ecuación (A1) con el propósito de compensar el hecho de que en algunas estaciones sólo se cuenta con una observación de los datos (c_{s_i}). Los resultados más significativos se presentan en la figura A1 mediante histogramas de los coeficientes c_H , c_m y c_s . Se puede verificar que los periodos dominantes del terreno en una dirección tienen variaciones mayores de temblor a temblor, que las que se tienen entre los periodos medidos en las dos direcciones horizontales. En efecto, las diferencias entre los periodos dominantes del terreno medidos en dirección NS y EW, se traducen en coeficientes de variación $c_H < 0.01$ para más del 40% de las estaciones. Para casi el 100% se tienen coeficientes $c_H < 0.05$. Estos coeficientes son sensiblemente menores que los coeficientes c_m (al centro de la figura A1), los cuales alcanzan valores cercanos a 0.1 y tienen media $c_m = 0.05$. Estos coeficientes describen las variaciones de los periodos dominantes de temblor a temblor. Para calcular los coeficientes c_s , ilustrados en la parte derecha de la figura A1, el coeficiente de referencia c_{m_0} se hizo igual al valor de la cota superior de c_m , es decir, $c_{m_0} = 0.1$. Con esta corrección, los nuevos coeficientes c_s varían entre 0.05 y 0.12, en tanto que el valor promedio es $c_s = 0.08$. Con base en estos resultados, para las estaciones de terreno firme, Pérez-Rocha fijó $T_s = 0.5s$ con $c_s = 0.005$. Este valor de c_s es la décima parte del valor promedio para las

zonas de transición y de lago (cercano a $c_m=0.05$), ya que se esperan variaciones no significativas de los periodos dominantes en la zona geotécnica firme.

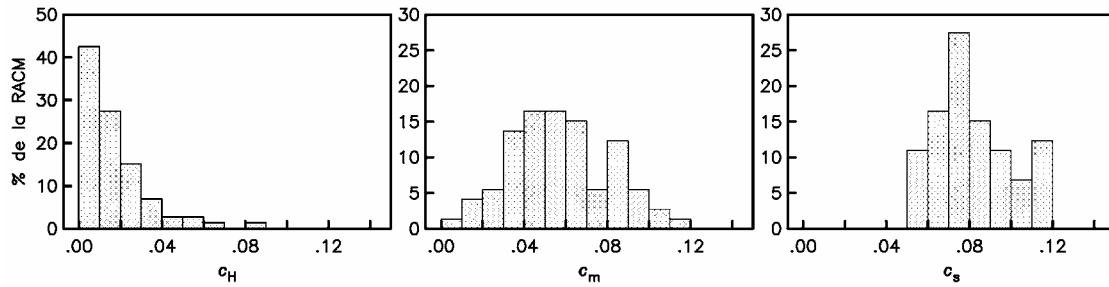


Figura A1. Histogramas de los coeficientes de variación de los periodos dominantes del terreno. A la izquierda se indican los coeficientes de variación al medir los periodos en las direcciones NS y EW (c_H); al centro se indican los coeficientes de variación obtenidos de temblor a temblor (c_m); a la derecha se indican los coeficientes de variación modificados (c_s) al introducir el coeficiente de referencia $c_{m0}=0.1$ en la ecuación (A1) (Pérez-Rocha, 1998).

Los resultados obtenidos por Pérez-Rocha son medidas estadísticas del periodo dominante del terreno que se obtuvieron del análisis de los acelerogramas de varios temblores registrados en más de 70 sitios en las zonas de transición y de lago. El autor hizo uso también de una colección de periodos dominantes obtenidos por Lermo y colaboradores en 1988 a partir del registro de microtemblores en centenas de sitios. De acuerdo con los expertos, los valores obtenidos de los registros de microtemblores son menos confiables que los que se obtienen de los registros de movimiento fuerte, por lo que el autor les asignó un coeficiente de variación $c_m=0.15$. Este valor es ligeramente mayor que el valor máximo reportado para las estaciones de la RACM ($c_m=0.12$). Finalmente, para confinar la zona del terreno firme el autor colocó puntos de control a lo largo de la frontera con la zona de transición, espaciados a cada 3 km, aproximadamente. Al igual que en los sitios instrumentados del terreno firme, en estos sitios hipotéticos Pérez-Rocha fijo $T_s=0.5s$ y $c_s=0.005$.

Durante el proceso de interpolación de los periodos del sitio, Pérez Rocha realizó una calibración de los coeficientes de variación esperados después de la interpolación, esto con la finalidad de minimizar los errores en los cálculos. Se observa que la metodología propuesta por el autor tiene muy buenos resultados para aquellas zonas densamente instrumentadas, como lo es una buena parte de la zona de lago; sin embargo, el método tiene limitaciones en aquellas zonas carentes de una buena instrumentación.

En la figura A2 se muestra un mapa con curvas de periodos dominantes del terreno. Estos contornos se obtuvieron al evaluar el periodo dominante en los nodos de un arreglo cartesiano equiespaciados a 0.5 Km. en las direcciones NS y EW. Los errores esperados se indican en el mapa de la figura A3. También se indican las estaciones de la RACM y los sitios donde se midieron los microtemblores incluidos en este estudio. Dos de las zonas de mayor incertidumbre se centran en los cerros Peñón de los Baños y Peñón del Marqués. Ello se debe a la insuficiencia de datos para explicar grandes variaciones del periodo dominante en distancias del orden de centenas de metros. Las

grandes zonas de alta incertidumbre situadas al NE del Lago de Texcoco y SE del Lago Xochimilco-Chalco obedecen al mismo efecto en una escala de kilómetros. Los errores máximos son del 70% (Pérez-Rocha, 1998)

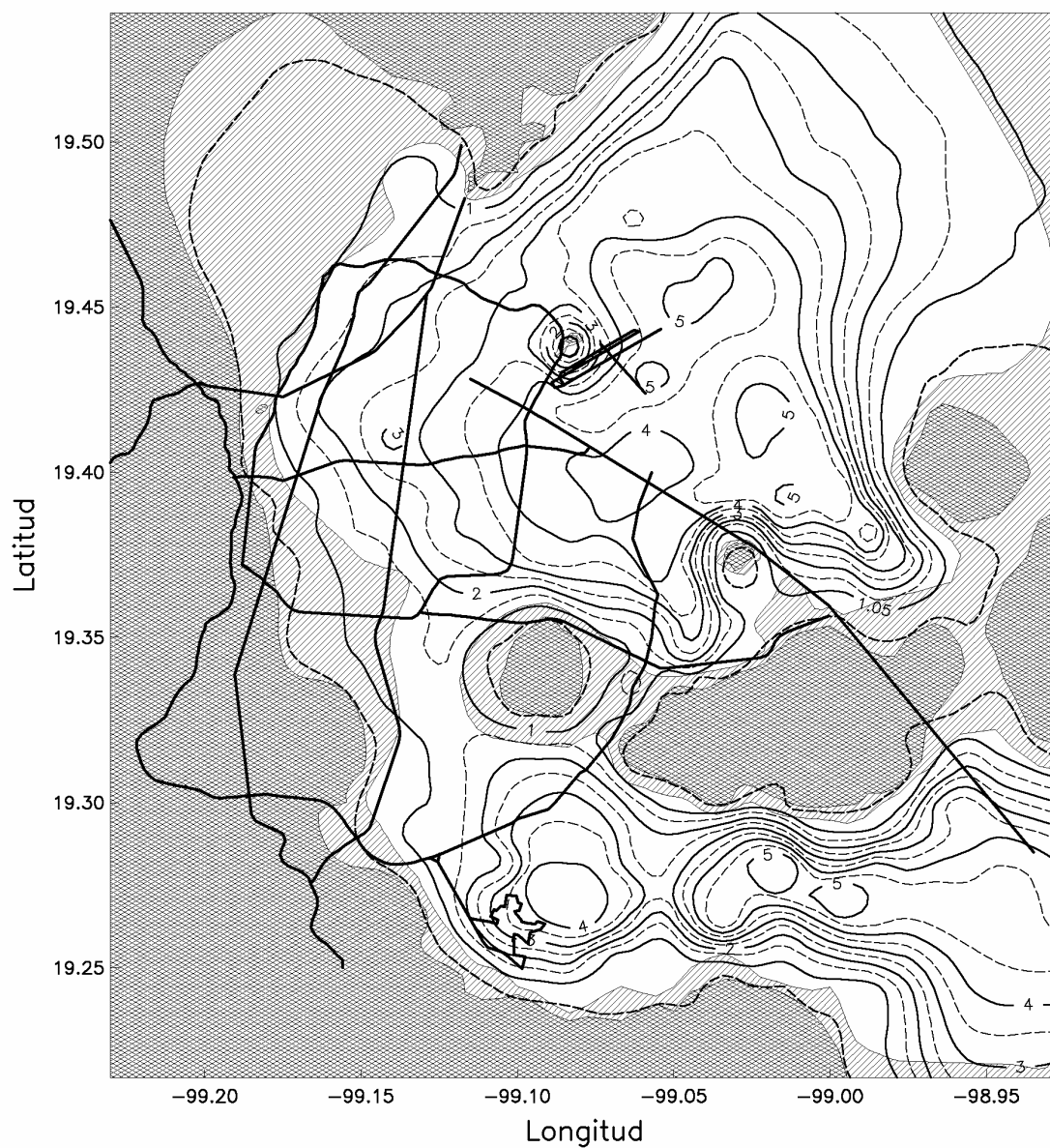


Figura A2. Mapa de isoperiodos dominantes del terreno. Se indican curvas desde $T_s = 0.5$ s hasta $T_s = 5.0$ s, con incrementos de 0.5 s (Pérez-Rocha, 1998).

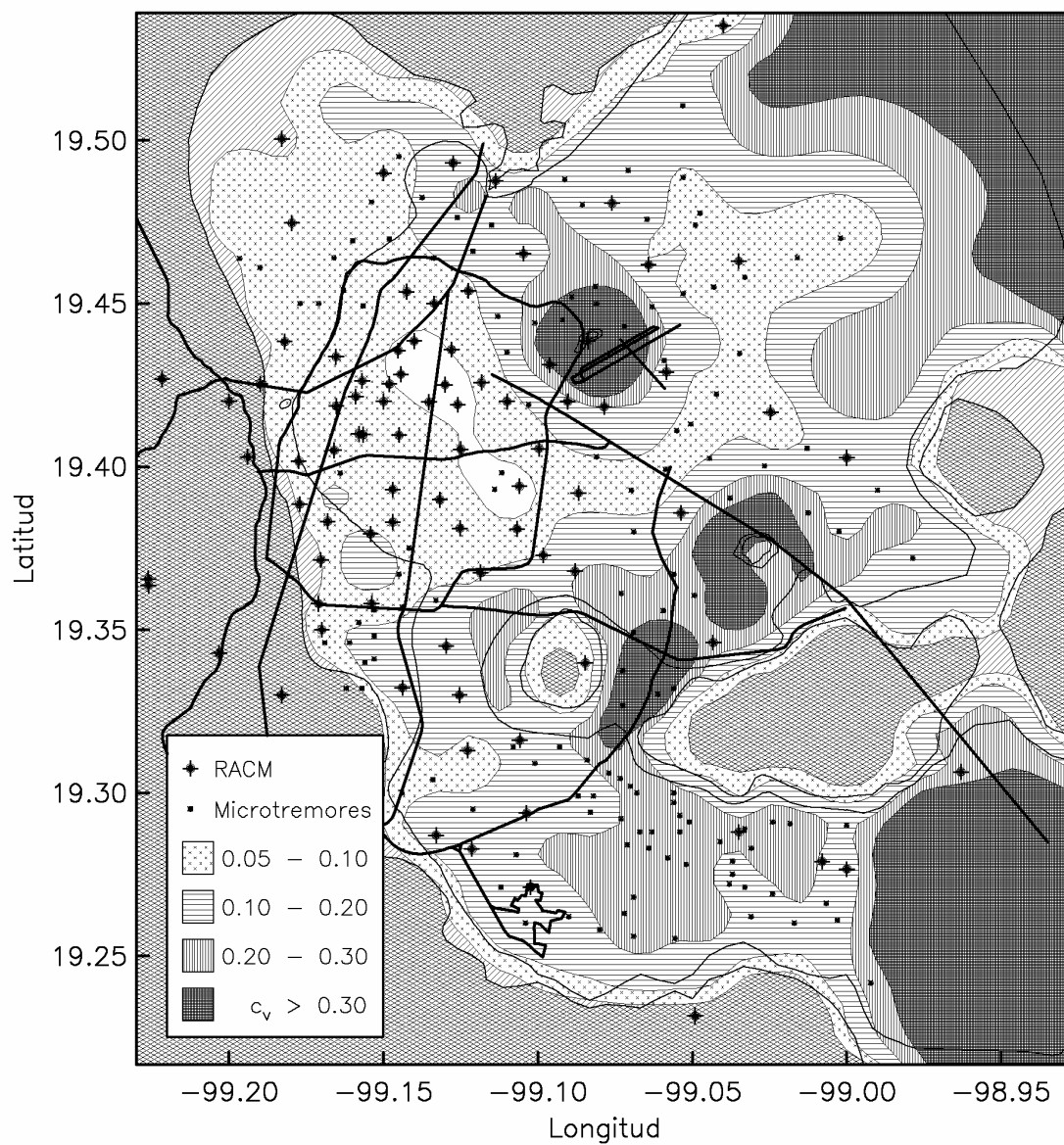


Figura A3. Coeficientes de variación esperados en la interpolación de periodos dominantes del terreno. (Pérez-Rocha, 1998)